

Felipe Cabral Barreto

Matrícula: 2121344/7

**ESTUDO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE POTENCIAIS  
FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO EM BRASÍLIA - DF**

Brasília

2017

Felipe Cabral Barreto

Matrícula: 2121344/7

**ESTUDO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE POTENCIAIS  
FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO EM BRASÍLIA - DF**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)  
apresentado como um dos requisitos  
para a obtenção do título de Bacharel  
em Engenharia Civil pelo UniCEUB –  
Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng<sup>o</sup> Civil M.Sc. Jocinez  
Nogueira Lima

Brasília  
2017

Felipe Cabral Barreto

**ESTUDO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE POTENCIAIS  
FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO EM BRASÍLIA - DF**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)  
apresentado como um dos requisitos  
para a obtenção do título de Bacharel  
em Engenharia Civil pelo UniCEUB –  
Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng<sup>o</sup> Civil M.Sc. Jocinez  
Nogueira Lima

Brasília, 25 de abril de 2017.

**Banca Examinadora**

---

Prof. Jocinez Nogueira Lima, M.Sc.  
Orientador

---

Prof. Jorge Antônio da Cunha Oliveira, D.Sc.  
Examinador Interno

---

Renata Fiolrosk  
Examinador Externo

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meu pais, por terem me passado os melhores valores e princípios possíveis. Por terem me dado limites. Por terem me incentivado a correr atrás e que nada cai do céu. Tudo que tenho, devo a vocês.

À minha família, por estarem sempre presentes e terem me ajudado sempre que possível. Da melhor maneira possível.

À Júlia Machado, que mesmo a tendo conhecido no final da graduação, me ajudou a ser uma pessoa melhor. E continua ajudando.

Aos meus amigos de Maceió. Daniel, Duda, Hemerson, Homero, Luiz Otavio, Lydio, Romulo, Thiago e William. Que mesmo estando longe, me fizeram crescer substancialmente durante a graduação.

Aos meus amigos feitos durante o curso, que além de ajudar no meu crescimento profissional e pessoal, dividiram comigo a carga de comprometimento que o curso demanda.

Ao Lucas Haun, que dentre várias outras coisas, me ajudou com o conteúdo em todas as aulas que faltei, sem nunca nega-lá.

Aos diversos profissionais que fizeram parte da minha vida durante o período da graduação. Dividindo, comigo, uma grande gama de experiências e conhecimento, me tornando uma pessoa melhor, tanto no âmbito profissional, quanto no pessoal.

Aos meus professores do UniCEUB, que dedicam o seu tempo para passar conhecimento adiante, sempre de bom grado e com muita proficiência.

Ao Jocinez, que deferiu o meu pedido de adiamento, mesmo sobre circunstâncias pouco usuais.

## RESUMO

O presente trabalho visa comparar, técnica e economicamente duas soluções para a fundação de um edifício em Brasília-DF, as estacas escavadas e tubulões à céu aberto. Este tipo de estudo, é de grande valia para qualquer empreendimento, no qual deve-se avaliar e analisar a exequibilidade dos serviços necessários para a sua implantação, tanto sob a ótica técnica quanto sob a ótica financeira, sendo, possivelmente, responsável pela viabilidade final do produto. A comparação foi realizada a partir de processos e metodologias largamente utilizadas e embasadas, além de possuir alguns processos desenvolvidos para o estudo em particular. Desta forma, o trabalho busca identificar a solução de fundação mais econômica dentre as alternativas estudadas, a partir de premissas construídas, buscando sempre atender às exigências técnicas. Tendo como resultado final, uma vantagem econômica de 45% ao utilizar as estacas escavadas ao invés dos tubulões à céu aberto.

Palavras-Chave: Fundação. Estaca. Tubulão. Viabilidade.

## ABSTRACT

The present work aims to compare, technically and economically, two solutions for the foundation of a building in Brasília-DF, the excavated piles and open caissons. This type of study is of great value for any enterprise, in which it is necessary to evaluate and analyze the feasibility of the services necessary for its implementation, both from a technical and financial point of view, and possibly responsible for the final feasibility of product. The comparison was made based on widely used and supported processes and methodologies, besides having some processes developed for the study in particular. This way, the study seeks to identify the most economical foundation solution among the alternatives studied, based on built premises, always seeking to meet the technical requirements. Having as the final result, an economic advantage of 45% when using the excavated piles instead of the open caissons.

Keywords: *Foundation. Pile. Caisson. Feasibility.*

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	13
1.1.	Considerações Iniciais .....	13
1.2.	Justificativa .....	13
1.3.	Objetivos .....	13
1.4.	Apresentação dos capítulos .....	14
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1.	Conceitos de Fundação .....	14
2.2.	Fundações superficiais .....	15
2.3.	Fundações profundas.....	16
2.3.1.	Definição.....	16
2.3.2.	Estacas Escavadas.....	17
2.3.3.	Estacas Cravadas ou de Deslocamento .....	18
2.3.4.	Tubulões .....	18
2.4.	Dimensionamento de Estacas Escavadas (Sem lama betonítica) .....	19
2.4.1.	Método de Aoki e Velloso (1975).....	20
2.4.2.	Método de Decourt & Quaresma (1978) .....	22
2.5.	Dimensionamento de tubulão (à céu aberto).....	24
2.6.	Blocos de Coroamento .....	28
2.6.1.	Classificação dos blocos de coroamento.....	28
2.6.1.1.	Blocos Rígidos.....	29
2.6.1.2.	Blocos Flexíveis.....	29
2.6.2.	Blocos sobre um único elemento de fundação.....	30
2.6.2.1.	Dimensionamento .....	30
2.6.3.	Blocos sobre dois elementos de fundação.....	35
2.6.3.1.	Dimensionamento.....	36
2.7.	Dados Geotécnicos.....	42
2.7.1.	Ensaio de Campo .....	42
2.7.2.	Sondagem de simples reconhecimento a percussão - SPT .....	43
2.8.	Escolha da fundação correta.....	45
3.	METODOLOGIA.....	48
3.1.	Classificação da pesquisa .....	48
3.2.	Planejamento da pesquisa .....	48
3.3.	Procedimento de coleta e interpretação de dados .....	48
3.3.1.	Considerações sobre a escolha das metodologias utilizadas.....	49

4.	EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	50
4.1.	Escolha da sondagem a ser utilizada.....	50
4.2.	Escolha das soluções de fundação – Viabilidade Técnica .....	52
4.3.	Dados para o dimensionamento dos elementos de fundação .....	52
4.4.	Estacas – Aplicação do formulário .....	54
4.4.1.	Método Aoki e Velloso (1975).....	54
4.4.2.	Método Decourt e Quaresma (1978) .....	62
4.5.	Estacas – Capacidade final e distribuição.....	70
4.6.	Blocos de coroamento – Aplicação do formulário .....	73
4.6.1.	Blocos de coroamento sobre dois elementos.....	73
4.7.	Tubulões – Aplicação do formulário .....	76
4.7.1.	Considerações sobre a capacidade de carga de tubulões.....	77
4.8.	Custo das fundações .....	79
4.8.1.	Considerações sobre a precificação dos blocos de coroamento .....	79
4.8.2.	Estacas com blocos de coroamento .....	81
4.8.3.	Tubulões .....	83
4.8.4.	Construção da curva Custo x Profundidade .....	84
4.8.5.	Escolha da cota de assentamento e custo final .....	86
5.	CONCLUSÃO .....	86
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	88
	ANEXOS .....	90
	ANEXO A.....	90
	ANEXO B .....	98
	ANEXO C .....	99



## ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Principais tipos de fundação superficial.....	16
Figura 2: Principais tipos de fundação profunda. ....	17
Figura 3: Estaca e Tubulão.....	19
Figura 4: Volume da base do tubulão. ....	26
Figura 5: Esquema de tubulão.....	27
Figura 6: Esquema representativo das armaduras superiores e inferiores. ....	30
Figura 7: Geometria do bloco sobre um elemento de fundação. ....	31
Figura 8: Representação das regiões de tração (a) e compressão (b) em um bloco análogo resolvido por elementos finitos. ....	35
Figura 9: Representação tridimensional estrutural do bloco de coroamento.....	36
Figura 10: Método das bielas e tirantes.....	37
Figura 11: Dimensões do bloco de coroamento sobre dois elementos de fundação.....	37
Figura 12: Corte e dimensões do bloco de coroamento sobre dois elementos. ....	38
Figura 13: Método das bielas (Triângulo das forças). ....	39
Figura 14: Esquema da sondagem de percussão padrão.....	44
Figura 15: Comparativo entre ensaio de carga e os métodos semi-empíricos (tF). ....	50
Figura 16: Curva de Custo x Profundidade.....	85
Figura 17: Preço final com a cota de assentamento otimizada. ....	86

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Coeficientes K e alfa em função do tipo de solo. ....	20
Tabela 2: Coeficientes F1 e F2 em fatores de correção da resistência. ....	21
Tabela 3: Coeficientes K em função do tipo de solo. ....	22
Tabela 4: Coeficientes $\beta$ para correção da resistência lateral. ....	23
Tabela 5: Coeficientes $\alpha$ para correção da resistência de ponta. ....	23
Tabela 6: Tensão admissível para solos coesivos. ....	28
Tabela 7: $\rho_{sw,min}$ (%) ....	41
Tabela 8: Classificação dos solos x $N_{spt}$ . ....	45
Tabela 9: Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo. ....	46
Tabela 10: Sondagens. ....	51
Tabela 11: Pilares e respectivas cargas. ....	53
Tabela 12: Coeficientes K e $\alpha$ destacados para estacas de $d=0,30m$ . ....	55
Tabela 13: Coeficientes F1 e F2 destacados para estacas de $d=0,30m$ . ....	55
Tabela 14: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 30 cm ....	57
Tabela 15: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 40 cm ....	58
Tabela 16: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 50 cm ....	59
Tabela 17: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 60 cm ....	60
Tabela 18: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 70 cm ....	61
Tabela 19: Parâmetro K para estacas de 30 centímetros. ....	63
Tabela 20: Parâmetro " $\alpha$ ". ....	63
Tabela 21: Parâmetro " $\beta$ ". ....	64
Tabela 22: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 30 cm. ....	65
Tabela 23: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 40 cm. ....	66
Tabela 24: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 50 cm. ....	67
Tabela 25: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 60 cm. ....	68
Tabela 26: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 70 cm. ....	69
Tabela 27: Capacidade final em função da profundidade e diâmetro. ....	70
Tabela 28: Distribuição das estacas por pilar. ....	71
Tabela 29: Continuação da distribuição de estacas por pilar. ....	72
Tabela 30: Resumo das estacas em função do diâmetro. ....	72
Tabela 31: $\rho_{sw,min}$ (%). ....	75
Tabela 32: Tensão admissível. ....	77
Tabela 33: Tensão admissível do solo em função do $N_{spt}$ para tubulões. ....	78
Tabela 34: Quantitativo da armadura – Método Convencional. ....	80

Tabela 35: Preço Final da armadura – Método Convencional.....	80
Tabela 36: Preço final da armadura – Método Desenvolvido.....	80
Tabela 37: Preço unitário final – Estacas.....	81
Tabela 38: Preço total – Estacas.....	82
Tabela 39: Preço total – Blocos sem armadura.....	82
Tabela 41: Preço final total das estacas escavadas.....	83
Tabela 42: Preço total – Tubulão sem alargamento. ....	83
Tabela 43: Preço total – Alargamento da base do tubulão.....	84
Tabela 44: Preço final total – Tubulão à céu aberto. ....	84

## SÍMBOLOS UTILIZADOS

NBR	Norma Brasileira;
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
Ø	Diâmetro;
kN	Kilo Newton;
atm	Atmosférico;
Mpa	Mega pascal;
cm	Centímetro;
m	Metro;
mm	Milímetro;
SPT	Standart Penetration Test (Teste de Penetração Padrão);
CPT	Cone Penetretion Test (Teste de Penetração de Cone);
kN/m <sup>2</sup>	Kilo Newton por metro quadrado;
m <sup>2</sup>	Metro quadrado;
φ	Ângulo de atrito interno;
tF	Tonelada força;
NSPT	Número de golpes do SPT;
(N)	K Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para NSPT;
α	Ângulo alfa.
daN/m <sup>3</sup>	Deca Newton por metro cúbico;
Kg	Kilo grama
Kg/m <sup>3</sup>	Kilo grama por metro cúbico;
Kgf/mm <sup>2</sup>	Kilo grama força por milímetro quadrado;
kN/cm <sup>2</sup>	Kilo Newton por centímetro quadrado;
°C	Graus centígrados;
GPa	Giga pascal;
σ	Tensão;
<i>f<sub>yk</sub></i>	Valor característico da resistência de escoamento;
<i>γ<sub>f</sub></i>	Coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2007);
<i>f<sub>ck</sub></i>	Resistencia do concreto

$\sigma'_{sd}$	Tensão da armadura para uma deformação de 0,2‰. =
42kN/cm <sup>2</sup> para CA-50;	
$\theta$	Ângulo teta;
$\Sigma$	Somatório;
$\emptyset$	Diâmetro;
$\rho$	Taxa de armadura;
R\$	Real;
MN	Mega Newton;

## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. Considerações Iniciais**

A infra-estrutura, presente desde os tempos medievais, passou por diversas evoluções e modernizações durante este período, sendo diretamente ligada à meso-estrutura e a descoberta de materiais apropriados para sua construção.

Com o passar do tempo, os empreendimentos se tornaram projetos em que seu retorno para o acionista são suma importância para a sua viabilização, destacando a importância dos custos de execução de cada etapa necessária para a construção deste.

Buscando o maior retorno possível, foram realizados estudos para os mais diversos itens presentes em uma obra. Este, busca comparar e otimizar o custo de execução para duas soluções de fundação, escolhidas a partir de aspectos técnicos, operacionais e financeiros ao decorrer deste trabalho.

### **1.2. Justificativa**

As fundações são responsáveis por grande parte do custo de um empreendimento, dessa maneira, estudos que buscam comparar diversas soluções visando a economia desta etapa no empreendimento e sua viabilização são indispensáveis.

### **1.3. Objetivos**

Buscando sanar os quesitos apresentados anteriormente, os objetivos gerais deste trabalho compreendem:

- Comparar duas soluções de fundações de um empreendimento em específico, buscando o menor valor possível sem depreciar a segurança;

Os objetivos específicos são relacionados a seguir:

- Desenvolver e apresentar metodologias auxiliares para a otimização de tal comparação.
- Analisar, de forma global, as soluções em estudo, destacando aspectos positivos e negativos no processo.
- Utilizar metodologias já existentes para dimensionar todos os elementos presentes neste estudo.
- Precificar os ativos com auxílios de composições de preços unitários.

## **1.4. Apresentação dos capítulos**

O presente estudo foi dividido em 5 capítulos, sendo cada um composto de:

- Capítulo 1 – Introdução: O capítulo contextualiza o tema estudado, de modo a dar uma noção geral do que será apresentado no restante do trabalho. Este também apresenta a justificativa para a escolha do tema além de seus objetivos.
- Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: O capítulo apresenta todos os conceitos necessários para o entendimento completo do estudo. Definições dos tipos de fundações, metodologias de dimensionamento, entre outras são apresentados.
- Capítulo 3 – Metodologia: O capítulo classifica a pesquisa, discorre sobre o seu planejamento e sobre o procedimento de coleta e interpretação dos dados utilizados.
- Capítulo 4 – Exposição e análise dos resultados: Aqui são apresentados todos os resultados obtidos após a análise dos dados, além dos memoriais de cálculo de cada metodologia. O custo final de cada solução em função de diversos quesitos também é mostrado aqui.
- Capítulo 5 – Conclusão e considerações finais: Neste capítulo é realizada uma análise crítica dos resultados apresentados em função dos ganhos na utilização das metodologias propostas, além da sua aplicabilidade.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Conceitos de Fundação**

Denomina-se fundação, como a estrutura responsável por transmitir o carregamento das construções ao solo. De acordo com Vargas (2002), existem diversos tipos de fundações, que são dimensionadas de acordo com o carregamento que recebem e com as características geotécnicas dos solos no qual serão assentadas.

Cintra et al (2011), definem fundação como um conjunto constituído de duas partes: O elemento estrutural - a sapata, tubulão ou estaca, por exemplo – e o elemento geotécnico, de maneira prática, o maciço de solo. Neste contexto, os autores alertam que o conceito não deve ser substituído pela parte.

Com relação a classificação das fundações, Cintra et al (2011) afirmam que:

Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grandes grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas, e as fundações profundas, como as fundações por estacas ou tubulões.

## **2.2. Fundações superficiais**

De acordo com a NBR 6122 (2010), as fundações superficiais são aquelas “em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base”, também em que a profundidade de assentamento da mesma esteja em uma medida inferior ao dobro da menor dimensão adotada.

Rodrigues E. (2006), de forma mais prática, descreve que reconhece uma fundação rasa ou direta por: “o fato da distribuição de carga do pilar para o solo ocorrer pela base do elemento de fundação, sendo que, a carga aproximadamente pontual que ocorre no pilar, é transformada em carga distribuída, num valor tal, que o solo seja capaz de suportá-la”

Para Joppert Jr. (2007), se as fundações diretas forem exequíveis no quesito técnico, elas são muito interessantes, já que dispensa, na maioria das vezes, o uso de equipamentos e de qualificação para a mão-de-obra, tornando-se assim, economicamente atraente. Joppert Jr. também destaca vantagens deste método, relacionadas à facilidade de reconhecimento do solo que sustentará a fundação e a acessibilidade de controlar os materiais que serão utilizados.

A NBR 6122 (2010), cita os seguintes exemplos de fundações diretas:

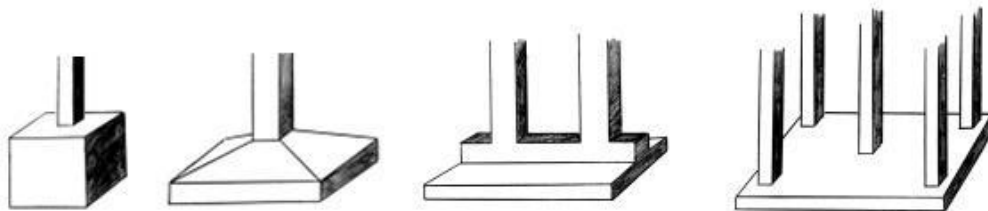
- Bloco - executado com concreto simples, o qual deve resistir às tensões de trações nele aplicadas. Dispensa o uso de armadura. “Pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar normalmente em planta seção quadrada ou retangular. ”
- Sapata - com altura menor que o bloco, é caracterizada pela utilização do concreto armado, na qual as tensões de tração são resistidas pelo aço e não mais pelo concreto. “Pode possuir altura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal. ” A norma reconhece ainda outros dois tipos de sapatas: a sapata associada,



quando a mesma é comum a vários pilares, mesmo estes não possuindo seus centros no mesmo alinhamento, e a sapata corrida, quando o elemento está sujeito a uma carga distribuída de modo igual em toda sua extensão.

- Viga de Fundação - “Elemento de fundação superficial comum a vários pilares, cujos centros, em planta, estejam situados no mesmo alinhamento.” Usualmente reconhecido como vigas baldrame.
- Radier - fundação que recebe a carga de todos os pilares da obra. Utilizado geralmente em silos, barracões de obra, modelo construtivo Steel Frame, etc.

*Figura 1: Principais tipos de fundação superficial.*



Fonte: Manual de Estruturas ABCP, (2002)

Para Alonso (1983), “[...] este tipo de fundação só é vantajoso quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70% da área disponível.” Enfatiza que não se deve executar tal tipo de fundação em casos de solos como argilas moles, areias fofas, aterros e onde haja existência de água.

### **2.3. Fundações profundas**

Nesta seção será definida, de uma maneira geral, as fundações profundas, descrevendo seus aspectos e principais características. Em seguida, serão descritas as características e os processos executivos das estacas escavadas, cravadas e tubulões.

#### **2.3.1. Definição**

De acordo com a NBR 6122 (2010), a fundação profunda é responsável por transmitir o carregamento recebido ao solo por meio de sua base, resistência de ponta, ou por meio de sua superfície lateral, resistência de fuste ou lateral, devendo,

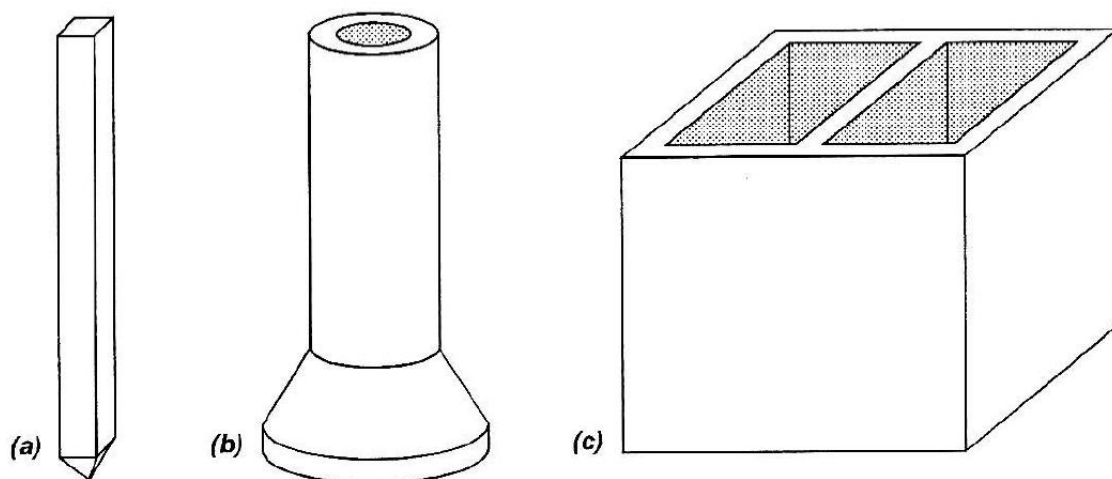
obrigatoriamente, sua base ou ponta estar assente a no mínimo 3,0m de profundidade e superior ao dobro de sua menor dimensão em planta.

Segundo Velloso e Lopes (1996), este grupo é constituído de três subdivisões:

- Estaca: Elemento estrutural de fundação profunda executado por equipamentos ou ferramentas, por meio de escavação ou cravação, ou ainda, mista;
- Tubulão: Elemento estrutural de fundação profunda de forma cilíndrica que, após a execução do fuste, necessita de alargamento de sua base, por meio da descida de operário ou técnico;
- Caixão: Elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

*Figura 2: Principais tipos de fundação profunda.*

(a) estacas, (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: VELLOSO; LOPES, (1996)

### **2.3.2. Estacas Escavadas**

“Estacas escavadas são aquelas executadas "in situ" através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante.” (Décourt, 1998)

De acordo com Oliveira Filho (1985), “Essas estacas possuem comprimentos pré-estabelecido, baseados em dados fornecidos pelas sondagens e sua capacidade de carga é estimada somente por fórmulas estáticas, baseadas nas características físico mecânicas do solo atravessado. ”

Existem diversos processos executivos nesta categoria, como estacas tipo ômega, Strauss, barretes, hélices contínuas, injetadas, dentre outras. A considerada na comparação, as estacas escavadas sem o uso de fluidos estabilizantes serão descritas a seguir:

Tal tipo de estaca é também conhecida como estaca escavada mecanicamente. Tem como principal vantagem a simplicidade de execução e de seus equipamentos.

São executadas com caminhões perfuratriz, equipados com mesa rotatória composta de haste metálica que em sua ponta, possui um trado helicoidal de aproximadamente 1,00m. Usualmente os trados são de Ø30cm e podem chegar até Ø160cm e suas profundidades variam de 10 a 20 metros, podendo chegar até 30m. São limitadas pelo nível do lenço freático pois não utilizam a técnica do revestimento.

Assim, promove-se a escavação da estaca com a broca até a cota projetada, em seguida retira-se a broca e faz-se a limpeza de suas hélices, tomando cuidado para que o solo não retorne para dentro da escavação. A base da estaca deve então receber tratamento de compactação, geralmente promovido por um pilão, vinculado a uma corda. Após a certeza de que a base esteja totalmente socada, inicia-se a etapa de concretagem, até o nível em que se deva colocar a armação projetada para estaca. Coloca-se a gaiola e em seguida finaliza-se a etapa de concretagem.

### **2.3.3. Estacas Cravadas ou de Deslocamento**

São aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo, Décourt (1998). No Brasil, o exemplo mais característico desse tipo de estaca é o das pré-moldadas de concreto armado. Também se enquadram nessa categoria as estacas de madeira, as estacas metálicas, as estacas apiloadas de concreto e também as estacas do tipo Franki, que são estacas de concreto fundido com o solo após a cravação de um revestimento de aço com ponta fechada. Na Bélgica foi desenvolvido recentemente um tipo de estaca de deslocamento moldada "in loco" com elevada capacidade de carga, a estaca Ômega.

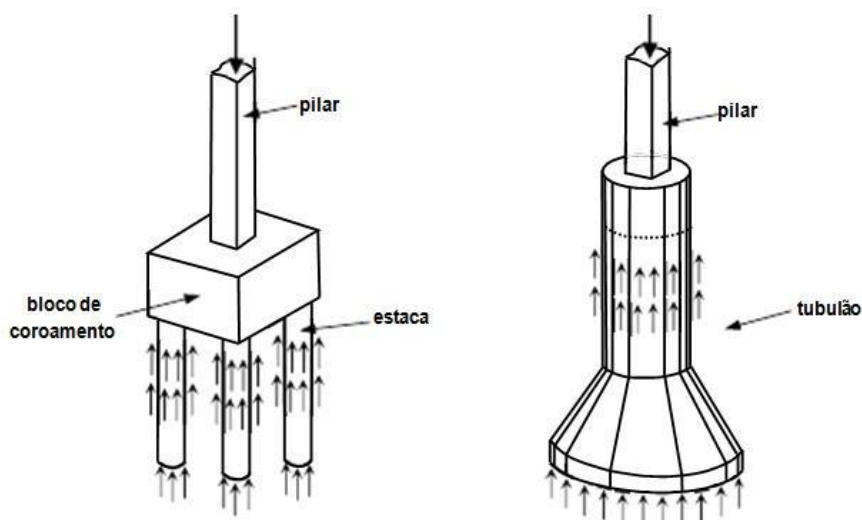
### **2.3.4. Tubulões**

José Henrique Albiero e José Carlos A. Cintra (1998) definem tubulões como sendo as fundações profundas, de grande porte, com seção circular e que apresentam, em geral, a base alargada. Às vezes torna-se difícil distinguir os tubulões das estacas escavadas e, deste modo, os tubulões podem ser vistos como estacas

escavadas, de grande diâmetro, com ou sem base alargada. Até há alguns anos, admitia-se que os tubulões permitiam ou previam a descida de alguém até a sua base, para a finalização dos serviços e para a inspeção antes de concretagem. Mas com a utilização de equipamentos para escavação mecânica esta prática poderá ser abandonada, mesmo nos casos de fustes de grande diâmetro.

Os tubulões se subdividem em dois principais grupos: os tubulões a céu aberto, que, de acordo com Alonso (1983), são tubulões executados acima do nível da água, sendo a execução abaixo permitida em terrenos argilosos onde a retirada da água por bombeamento é viável desde que não haja possibilidade de erosão por conta deste processo, e os tubulões a ar comprimido, que são elementos com um processo executivo complexo permitindo a execução abaixo do nível da água, seu principal diferencial consiste na cravação de um revestimento após a escavação para promover a saída da água através de ar comprimido, Alonso (1983).

*Figura 3: Estaca e Tubulão.*



Fonte: Alva (2007)

#### **2.4. Dimensionamento de Estacas Escavadas (Sem lama betonítica)**

De acordo com Schnaid (2000), a ruptura do elemento de fundação deve-se a carga que pode ser encontrada através da determinação da pressão última utilizando-se de parâmetros do solo, como o de resistência ao cisalhamento onde é utilizado relações com o ângulo de atrito daquele solo.

Por questões de difícil determinação destes parâmetros, no Brasil, são utilizadas metodologias alternativas para a determinação da capacidade de carga de fundações profundas. Essas metodologias relacionam diretamente o  $N_{spt}$  com a capacidade de carga do elemento, como é o caso do método de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978). Schnaid (2000) alerta que: "...sua validade é limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento".

#### 2.4.1. Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de dados estatísticos de ensaios de penetração estática (cone). A fundamentação do método é baseada no ensaio de cone, mas é possível a utilização dos resultados de SPT através do coeficiente de conversão K, que relaciona a resistência da ponta do cone com o NSPT.

Begemann (1965 apud DÉCOURT et al., 1998) destaca que o coeficiente da fórmula de Aoki e Velloso correlaciona o atrito lateral do ensaio de cone com a tensão de ponta do ensaio. Os coeficientes K e  $\alpha$  são dependentes do tipo do solo e estão expressos na tabela 1.

Tabela 1: Coeficientes K e alfa em função do tipo de solo.

Tipos de Solo	K (Mpa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: SCHNAID, 2000

Os coeficientes F1 e F2 são fatores de correção para as resistências de ponta e lateral da estaca, respectivamente. Estes coeficientes, apresentados na tabela 2, relacionam a escala entre estaca e penetrômetro do ensaio de cone, assim como a forma de instalação da estaca (AOKI; VELLOSO, 1975). Na avaliação da resistência de ponta da estaca, trabalhos posteriores de Laprovitera (1988 apud EMMER, 2004) e Benegas (1993 apud EMMER, 2004) sugerem que deve-se tomar os valores de NSPT numa faixa de um diâmetro acima e um diâmetro abaixo da ponta da estaca.

Tabela 2: Coeficientes F1 e F2 em fatores de correção da resistência.

Tipo de Estaca	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Escavada	3,00	6,00
Franki	2,30	3,00
Pré-moldada Concreto	2,50	3,50
Strauss	4,20	3,90
Hélice Contínua	3,00	3,80
Raiz	2,20	2,40

Fonte: Monteiro, 1997.

A equação 1 expressa a capacidade de carga total:

$R_T = R_L + R_P$ $R_T = \frac{\sum(SPT_{médio l} \times \alpha \times K \times \Delta l \times U)}{F_2} + \frac{SPT_{Ponta} \times K \times A_P}{F_1}$	Equação 1
---	-----------

Onde:

R<sub>L</sub> = resistência lateral;

R<sub>p</sub> = resistência de ponta;

U = Perímetro da estaca;

Δl = espessura da camada em análise;

SPT<sub>Ponta</sub> = NSPT na cota da ponta;

A<sub>P</sub> = Área de ponta da estaca;

SPT<sub>médio l</sub> = NSPT médio na camada de espessura Δl;

F<sub>2</sub> = Coeficiente de correção da resistência lateral;

F<sub>1</sub> = Coeficiente de correção da resistência de ponta;

K = coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para NSPT;

$\alpha$  = Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT (Depende do tipo de solo).

Para a obtenção da carga admissível da estaca aplica-se um fator de segurança global na resistência total:

$R_{adm} = \frac{R_T}{2}$	Equação 2
---------------------------	-----------

#### 2.4.2. Método de Decourt & Quaresma (1978)

O método de Decourt & Quaresma (1978) é um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga, fundamentado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Desenvolvido a princípio para estacas pré-moldadas de concreto, e com o passar do tempo estendido para outros tipos de estacas tais como, escavadas em geral, hélice contínua e injetadas. Decourt & Quaresma (1978) apresentam os valores de K (Tabela 3) determinados experimentalmente, considerando os resultados de 41 provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto. Os valores atribuídos à variável K relaciona a resistência de ponta com o valor SPT médio P em função do tipo de solo. Nas Tabelas 4 e 5 apresentam coeficientes  $\beta$  e  $\alpha$  respectivamente em função do tipo de solo e estaca. Em 1991 Decourt apresentou o conceito de N equivalente “Neq”, baseado nos resultados da sondagem SPT-T para determinar a capacidade de carga de estaca. Assim:

$N_{eq} = \frac{T}{1,2}$	Equação 3
--------------------------	-----------

Onde: Neq = valor de torque equivalente NSPT; T = valor do torque (kgf.m).

*Tabela 3: Coeficientes K em função do tipo de solo.*

Tipo de solo	K (kN/m <sup>2</sup> )
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Fonte: JOPPERT, 2007

Tabela 4: Coeficientes  $\beta$  para correção da resistência lateral.

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,00	1,50
Solos Intermediários	1,0	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,0	0,50	0,60	1,00	1,50

Fonte: JOPPERT, 2007

Tabela 5: Coeficientes  $\alpha$  para correção da resistência de ponta.

Solo	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85
Solos Intermediários	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: JOPPERT, 2007

Capacidade de carga na ponta de apoio:

$R_T = R_L + R_P$ $R_T = \sum \left( \left( \frac{SPT_{médioI}}{3} + 1 \right) \times 10 \times U \times \Delta_l \times \beta \right) + SPT_{médioP} \times K \times A_P \times \alpha$	<p><i>Equação 4</i></p>
--	-------------------------

Onde:

$R_L$  = resistência lateral;

$R_P$  = resistência de ponta;

$SPT_{médio I}$  = média aritmética dos SPT's que envolvem o fuste da estaca;

$SPT_{médio P}$  = média aritmética entre os SPT's da ponta, (anterior e posterior);

$\beta$  = coeficiente para correção da resistência lateral;

$\alpha$  = coeficiente para correção da resistência de ponta;

$U$  = perímetro lateral da estaca;

$\Delta_l$  = espessura da camada em análise;

$A_P$  = área da ponta da estaca;

$K$  = coeficiente que depende do solo.



Para a obtenção da carga admissível da estaca aplica-se um fator de segurança global ou o especificado por Decourt & Quaresma na resistência total, sempre se adotando o menor valor:

$R_{adm} = \frac{R_T}{2} \quad \text{ou} \quad R_{adm} = \frac{R_i}{1,3} + \frac{R_p}{4}$	<i>Equação 5</i>
---	------------------

### 2.5. Dimensionamento de tubulão (à céu aberto)

Segundo Botelho e Marchetti (2011), cumpridas alguns requisitos, o dimensionamento estrutural de tubulões, quando solicitados a apenas forças axiais, pode ser feito da mesma maneira que o dimensionamento de pilares sem armação e com baixa esbeltez, os requisitos citados anteriormente são relacionados a seguir:

- As vigas de fundação devem absorver todas as excentricidades que possam surgir, possibilitando que os efeitos de segunda ordem possam surgir;
- O solo que envolve o tubulão deve confinar o fuste do mesmo, minorando, desta maneira, os efeitos de flambagem.

Já para a determinação da capacidade de carga geotécnica, a metodologia utilizada também relaciona a capacidade com o  $N_{spt}$ , porém de forma diferente.

Os tubulões são constituídos de três elementos construtivos: base, fuste e cone. A seguir é mostrado o formulário para o dimensionamento dos elementos, segundo Alonso (1983).

-Base:

$D = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times \sigma_s}}$	<i>Equação 6</i>
---	------------------

Onde:

D = Diâmetro da base (cm);

P = Carga proveniente do pilar (kN);

$\sigma_s$  = Tensão admissível do solo (MPa).

-Fuste:

$d = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times \sigma_c}}$	<i>Equação 7</i>
---	------------------

$\sigma_c = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_f \times \gamma_c} \text{ em MPa}$	<i>Equação 8</i>
--	------------------

Onde:

$d$  = Diâmetro do Fuste (cm)

$P$  = Carga proveniente do pilar (kN);

$\sigma_c$  = Tensão do concreto

-Altura:

$H = \frac{D - d}{2} \operatorname{tg}60^\circ \therefore H = 0,866 (D - d)$	<i>Equação 9</i>
--	------------------

Onde:

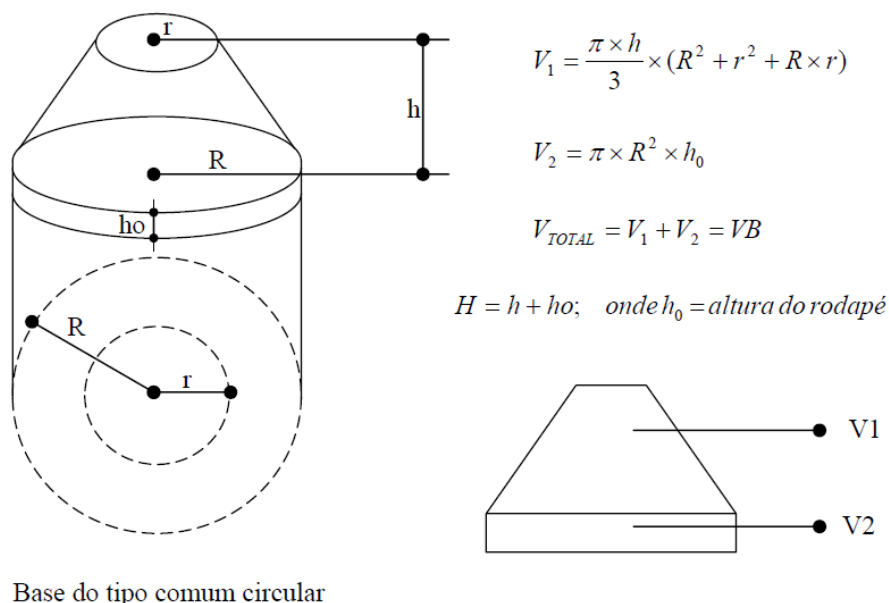
$H$  = Altura total (cm)

$D$  = Diâmetro da base (cm);

$d$  = Diâmetro do Fuste (cm).

-Volume da Base:

Figura 4: Volume da base do tubulão.



Fonte: Constancio (2004)

Alonso (1983) apresenta, também, o volume da base (cone+base) descontando o volume do fuste, para facilitar o levantamento de quantitativo e, por consequência, a determinação do custo total:

$V_1 = V_{TOTAL} - (\pi \times r^2 \times H)$	<i>Equação 10</i>
---	-------------------

Onde:

$V_{TOTAL}$  = Volume total da base (m<sup>3</sup>);

$r$  = Raio do fuste (cm);

$H$  = altura total do cone (cm).

É exposto a seguir recomendações e restrições para o dimensionamento dos tubulões:

É importante considerar que o diâmetro final do fuste não seja menor do que 70 cm, para possibilitar a passagem de um indivíduo para o alargamento da base. Alonso (1983) dita que o cilindro, situado abaixo do cone, tenha no mínimo 20 cm de altura, o restante da altura, pode ser calculado com cone.

Figura 5: Esquema de tubulão.

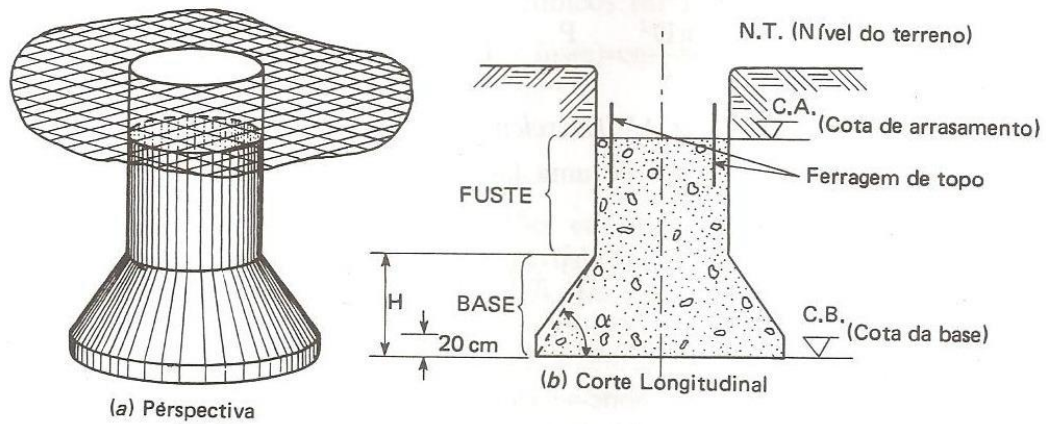


Figura 2.1

Nota: É conveniente usar  $H \leq 2$  m.

Fonte: Alonso (1983)

O valor do ângulo  $\alpha$ , segundo Alonso (1983), pode ser retirado da mesma tabela em que é dimensionado os blocos para fundações rasas, entretanto, no caso de Tubulões a céu aberto, considera-se um valor  $\alpha = 60^\circ$ .

Botelho e Marchetti (2011) prescrevem algumas recomendações adicionais:

- O peso próprio do tubulão não é considerado no seu dimensionamento, por três razões: Geralmente o solo que se encontra no entorno do tubulão, tem se mostrado resistência maior que prevista em projeto, pelo fato do solo retirado ser substituído por concreto, cujos pesos específicos apresentam valores semelhantes ( $600$  a  $800$  daN/m<sup>3</sup>) com diferença aceitável e pela metodologia utilizada não usar a resistência lateral no somatório da resistência última de capacidade de carga geotécnica.
- Prever armadura no topo do tubulão, estas apenas para ligação do elemento como bloco de coroamento ou pilar.

Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica, foi utilizada a metodologia criada por Milititsky e Schnaid em 1995, na qual a provável tensão admissível do solo (coesivo) é relacionada com o  $N_{spt}$ . Eles apresentam a seguinte tabela para este método:

*Tabela 6: Tensão admissível para solos coesivos.*

Descrição (consistência)	N <sub>SPT</sub>	Provável tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )		
		L = 0,75m *	L = 1,5m *	L = 3,0m *
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 – 30	250 - 500	200 - 450	150 – 400
Rija	8 – 15	125 - 250	100 - 200	75 – 150
Média	4 - 8	75 - 125	50 - 100	25 – 75
Mole	2 - 4	25 -75	<50	-
Muito mole	< 2		a estudar	

\* Menor dimensão da fundação

Fonte: Schnaid (2000)

## 2.6. Blocos de Coroamento

Os blocos podem ser considerados elementos de certo volume, cujo objetivo é a transição de cargas recebidas da superestrutura, geralmente através de pilares, para a infraestrutura, estacas ou tubulões, segundo Carvalho e Pinheiro (2009).

Carvalho e Pinheiro (2009) alertam que:

A utilização de estacas ou tubulões como elementos de fundação dá-se quando o terreno tem resistência adequada em camadas mais profundas, quando existe grande quantidade de água no mesmo ou quando existe a necessidade de resistir a ações horizontais de importância. Neste último, se há esforços normais, de flexão e horizontais aos pilares, além de dimensionar os blocos para esses esforços é preciso também fazê-lo para o conjunto de estacas e tubulão.

A geometria dos blocos, no caso de estacas, é definida a partir das dimensões do pilar e do número de estacas. Já para os tubulões, é definida a partir da seção calculada dos mesmos, além das dimensões do pilar. (Carvalho e Pinheiro, 2009)

Existem diversas metodologias para o cálculo da seção de aço, porém, todas utilizam, como principais variáveis, as cargas provenientes dos pilares e as dimensões do bloco para a sua definição e posterior distribuição em barras.

### 2.6.1. Classificação dos blocos de coroamento

A NBR 6118 (2014) classifica os blocos sobre estacas em rígidos ou flexíveis, por critério análogo ao definido para sapatas.

### 2.6.1.1. Blocos Rígidos

De acordo com a NBR 6118 (2014), são considerados blocos rígidos aqueles que satisfazem a seguinte relação:

$h \geq \frac{a - a_0}{3}$	<i>Equação 11</i>
----------------------------	-------------------

Considerando ( $a_0$ ) uma das dimensões do pilar e ( $a$ ) a dimensão do bloco na mesma direção.

Já para Carvalho e Pinheiro (2009), significa considerar, no limite:

$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{a - a_0}{2}} = \frac{\frac{a - a_0}{3}}{\frac{a - a_0}{2}} = \alpha \geq 33,6^\circ$	<i>Equação 12</i>
--	-------------------

A NBR 6118 (2014) também caracteriza o comportamento estrutural desses elementos:

- Trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);
- Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

### 2.6.1.2. Blocos Flexíveis

Quando a condição imposta a blocos rígidos não for atendida, segundo Carvalho e Pinheiro (2009), o elemento será considerado flexível. Logo, o bloco deverá, obrigatoriamente, constituir-se de duas ou mais bielas para receber o carregamento proveniente da super e mesoestrutura, quando aplicável.

A NBR 6118 (2014) dita que “Para esse tipo de bloco deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção.”

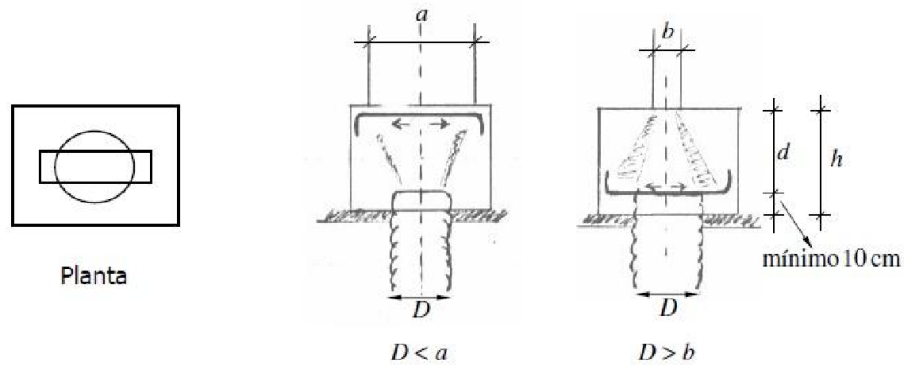
## 2.6.2. Blocos sobre um único elemento de fundação

A existência do bloco sobre um único elemento de fundação pode ser dispensada, segundo Rodrigues P. (2010), porém, é, usualmente, inserido para conter as extremidades das armaduras provenientes do pilar, facilitar a locação e transmitir de maneira mais uniforme o carregamento proveniente do pilar.

### 2.6.2.1. Dimensionamento

Para o dimensionamento de bloco sobre um único elemento de fundação, podendo ser estaca ou tubulão, é inicialmente identificado as regiões tracionadas para a designação da armadura correta.

Figura 6: Esquema representativo das armaduras superiores e inferiores.



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Para a definição da geometria, as seguintes fórmulas são utilizadas. É recomendado a prolongamento de 10 a 15 cm em torno do pilar, em todas as direções.

$$D < a \Rightarrow \ell_x \geq a + 2 \times 15\text{cm}$$

*Equação 13*

$$D > b \Rightarrow \ell_y \geq D + 2 \times 15\text{cm}$$

*Equação 14*

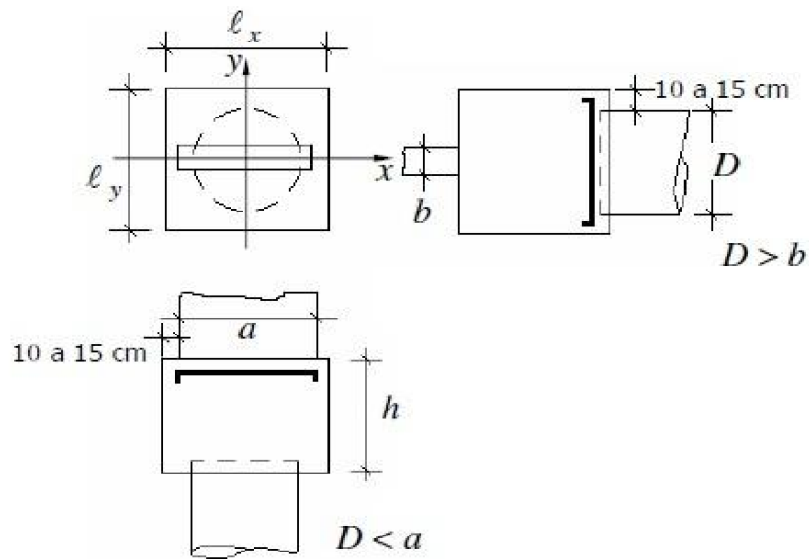
Sendo:

a= maior dimensão do pilar (cm);

b= menor dimensão do pilar (cm);

D= diâmetro da estaca (cm).

Figura 7: Geometria do bloco sobre um elemento de fundação.



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Para a altura ( $h$ ) do bloco, esta, segundo Rodrigues P. (2010), deve ser suficiente para receber a ancoragem proveniente do pilar e dos elementos de fundação, adotando o maior valor das seguintes equações:

$\text{Altura } (d) > \begin{cases} D < a \Rightarrow d \geq 0,75 \times (l_x - D) \\ D > b \Rightarrow d \geq 0,75 \times (l_y - D) \\ \text{Ancoragem} \Rightarrow d \geq l_b \end{cases}$	<p><b>Equação 15</b></p>
--	--------------------------

Sendo:

$a$  = maior dimensão do pilar;

$b$  = menor dimensão do pilar;

$d$  = altura do bloco;

$D$  = diâmetro da estaca/tubulão;

$l_x$  = dimensão do bloco em  $x$ ;



$\ell_y$  = dimensão do bloco em  $y$ ;

$\ell_b$  = comprimento de ancoragem dado por:

$\ell_b = 44 \times \emptyset$	<i>Equação 16</i>
--------------------------------	-------------------

Onde:

$\emptyset$  = diâmetro da Barra da ferragem utilizada no pilar.

Após a definição da altura ( $d$ ), é definida a altura total ( $h$ ), acrescentando-se 10 cm referente à ancoragem do elemento de fundação no bloco.

$h \geq d + 10cm$	<i>Equação 17</i>
-------------------	-------------------

Com relação à armadura do elemento, será ilustrado, primeiramente, as horizontais, que são dimensionadas, segundo Rodrigues P. (2011), de modo semelhante ao método das bielas:

$Ft_{x,sup} = \frac{N_t \cdot (\ell_x - D)}{8 \cdot d}$	<i>Equação 18</i>
---	-------------------

$Ft_{y,inf} = \frac{N_t \cdot (\ell_y - D)}{8 \cdot d}$	<i>Equação 19</i>
---	-------------------

Sendo:

$N_t = N + P_{pb}$	<i>Equação 20</i>
--------------------	-------------------

Onde:

$N$  = Carga do pilar (kN);

$P_{pb}$  = Peso próprio do bloco:

$P_{pb} = l \times c \times h \times \gamma_{conc}$	<i>Equação 21</i>
---	-------------------

Onde:

$l$  = Largura (cm);

$h$  = Altura (cm);

$c$  = Comprimento (cm);

$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow$  peso específico do concreto armado segundo NBR 6118/2014.

Finalmente, a equação para o dimensionamento das armaduras horizontais:

$A_{sx,sup} = \frac{\gamma_f \cdot Ft_x}{f_{yd}}$	<i>Equação 22</i>
---	-------------------

$A_{sy,inf} = \frac{\gamma_f \cdot Ft_y}{f_{yd}}$	<i>Equação 23</i>
---	-------------------

Onde:

$\gamma_f$  = coeficiente de segurança = 1,4 (conforme NBR 6118/2007);

$A_{sx,y}$  = área de aço das armaduras (cm<sup>2</sup>);

$f_{yd}$  = resistência de cálculo do aço

Rodrigues (2010) sugere a utilização de uma armadura vertical devido ao elemento ser considerado comprimido.

$A_{s,vertical} = 0,8\% \cdot A_{cn}$	<i>Equação 24</i>
---------------------------------------	-------------------

$A_{cn} = \frac{\gamma_f \cdot N_t}{0,85 \cdot f_{cd} + 0,008 \cdot \sigma'_{sd}}$	<i>Equação 25</i>
--	-------------------

Onde:

$f_{cd}$  = divisão entre resistência à compressão característica do concreto e o coeficiente de minoração e segurança (1,4 segundo NBR 6118/2014).

$\sigma'_{sd}$  = 42kN/cm<sup>2</sup> para CA-50 tensão da armadura para uma deformação de 0,2‰.

As armaduras horizontais são distribuídas como fechadas, da mesma maneira que estribos, para uma melhor disposição de construção. Dessa maneira, pelo fato do elemento já possuir armadura vertical, a mesma deve ser avaliada, pois, caso atenda a armadura vertical necessária para resistir aos esforços, não é deve ser utilizada. Em caso negativo, é sugerida a substituição de todo o “estribo”.

$A_{s,vertical, existente} = 2 \times (A_{sx, sup, escol hido}) + 2 \times (A_{sy, inf, escol hido})$	<i>Equação 26</i>
---	-------------------

$A_{s,vertical, existente} \geq A_{s,vertical}$	<i>Equação 27</i>
---	-------------------

De acordo com Alonso (1983), é recomendado, também, a inserção de armadura de pele.

$A_{s,por\ face} = \frac{1}{8} \cdot A_{s,principal}$	<i>Equação 28</i>
---	-------------------

Sendo:

$$A_{s,principal} = \text{o maior valor entre } A_{sx,sup} \text{ e } A_{sy,inf}$$

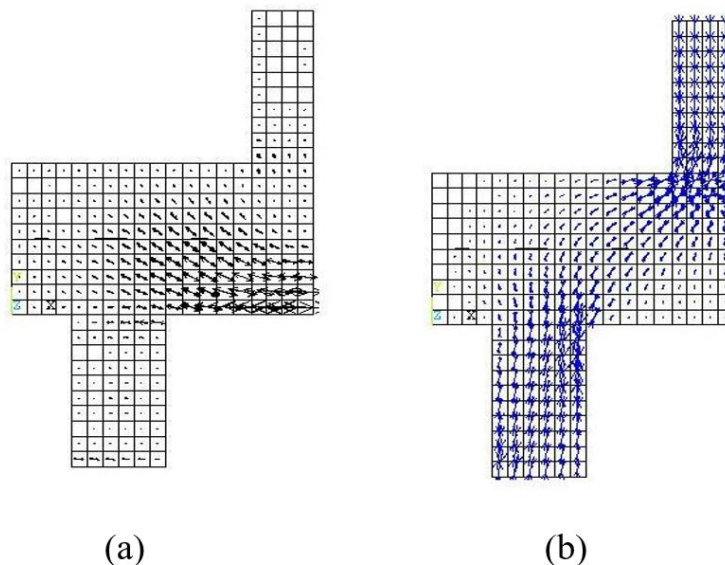
Posteriormente deve-se proceder com o detalhamento do elemento e desenho da distribuição das dimensões finais e armaduras.

### 2.6.3. Blocos sobre dois elementos de fundação

Os blocos sobre dois elementos de fundação são dimensionados de maneira mais complexa e detalhada e, de acordo com Rodrigues P. (2010), estes blocos devem ser, obrigatoriamente, rígidos e não se pode usar a teoria da flexão diretamente para o seu dimensionamento, devendo-se recorrer a outras alternativas.

Carvalho e Pinheiro (2009) sugerem o modelo biela-tirante para o dimensionamento, por este ser o mais prático e usual. O modelo parte do princípio em que, devido as forças exercidas pelo pilar no bloco, são formadas regiões altamente comprimidas, formando bielas, assim com as vigas Morsch (1948). A seguir é representado um modelo de um bloco análogo, resolvido através de elementos finitos, Munhoz (2004), onde as áreas hachuradas representam as ações de compressão e tração no bloco.

Figura 8: Representação das regiões de tração (a) e compressão (b) em um bloco análogo resolvido por elementos finitos.

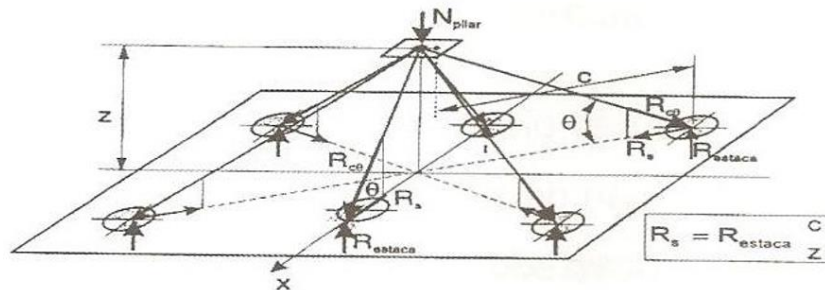


Fonte: Munhoz, 2004.

Carvalho e Pinheiro ditam que, “Para que se estabeleça o equilíbrio, é preciso ainda que haja pelo menos uma barra horizontal inferior tracionada (tirante), que é a armadura de tração e ser calculada, no caso, de acordo com o modelo biela-tirante, em função das ações envolvidas”.

Desta maneira, o bloco deve, internamente, ser constituído de uma treliça espacial, segundo o método em questão, Carvalho e Pinheiro (2009):

Figura 9: Representação tridimensional estrutural do bloco de coroamento.

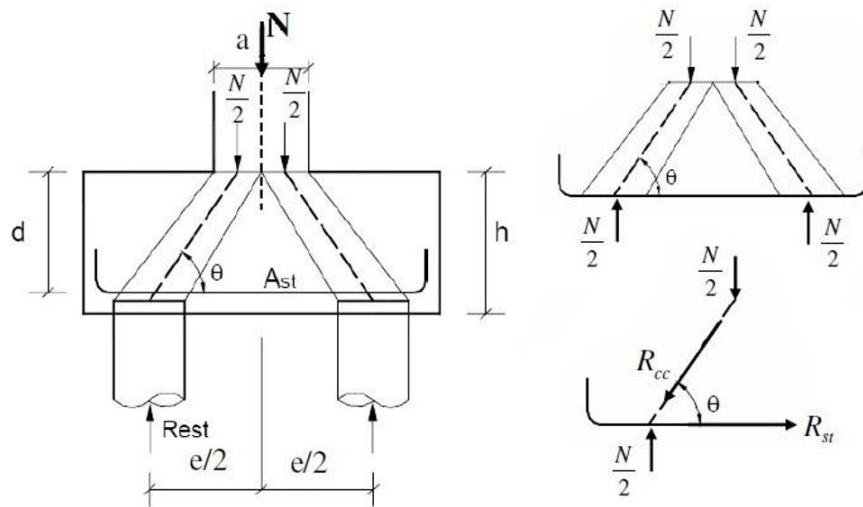


Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

### 2.6.3.1. Dimensionamento

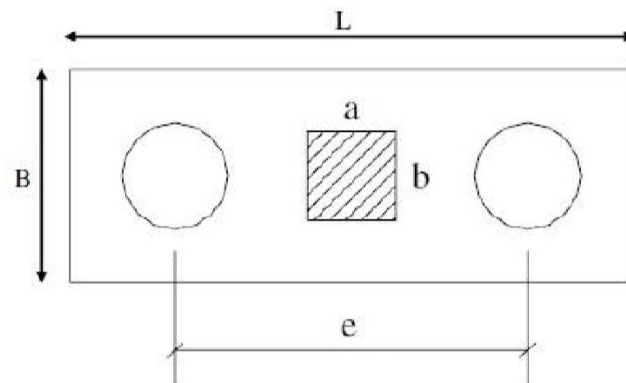
Para o dimensionamento do bloco sobre dois elementos de fundação, é necessário, basicamente, verificar a tensão de compressão das bielas e determinar a área necessária do tirante.

Figura 10: Método das bielas e tirantes.



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Figura 11: Dimensões do bloco de coroamento sobre dois elementos de fundação.



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Para o dimensionamento do comprimento e da largura, são utilizadas as seguintes fórmulas:

$L \geq e + D + 2.15cm$	<i>Equação 29</i>
-------------------------	-------------------

$B \geq D + 2.15cm$	<i>Equação 30</i>
---------------------	-------------------

Sendo:

$e$  = Espaçamento entre os elementos de fundação, de acordo com Carvalho e Pinheiro (2010) =  $3x\phi$ . (cm)

$D$  = diâmetro do elemento de fundação (cm).

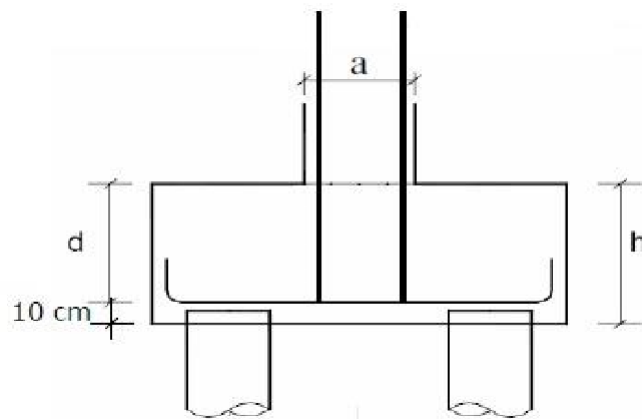
De acordo com Rodrigues P. (2010) “Ensaio experimentais indicam que o método das bielas fornece resultados à favor da segurança para inclinações de biela entre 45 e 55 graus em relação à horizontal. Portanto, recomenda-se limitar o ângulo de inclinação das bielas:  $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ ”.

Logo, conforme é feito com blocos sobre um elemento, esses também devem ser dimensionados para transmitir a carga da base do pilar ao topo do elemento de fundação através de bielas de compressão.

Para o cálculo da altura útil, vale a seguinte relação:

$d_{\min} = 0,5 \cdot \left( e - \frac{a}{2} \right) \leq d \leq d_{\max} = 0,71 \cdot \left( e - \frac{a}{2} \right)$	<i>Equação 31</i>
--	-------------------

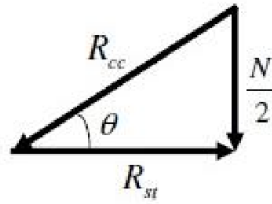
*Figura 12: Corte e dimensões do bloco de coroamento sobre dois elementos.*



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Rodrigues P. (2010), ilustra o triângulo das forças a seguir, responsável por determinar a inclinação das bielas comprimidas e a força de tração principal  $R_{st}$ .

Figura 13: Método das bielas (Triângulo das forças).



Fonte: Rodrigues P.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a}{4}} = \frac{4 \cdot d}{2 \cdot e - a}$$

Equação 32

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\frac{N_t}{2}}{R_{st}} \therefore R_{st} = \frac{N_t}{2 \cdot \operatorname{tg}\theta} = \frac{N_t}{2 \cdot \frac{4 \cdot d}{2 \cdot e - a}} \Rightarrow R_{st} = \frac{N_t \cdot (2 \cdot e - a)}{8 \cdot d}$$

Equação 33

Sendo:

$$N_t = N + P_{pb}$$

Equação 34

Onde:

$N$  = Carga proveniente do pilar (kN);

$P_{pb}$  = Peso próprio do bloco:

$$P_{pb} = l \times c \times h \times \gamma_{conc}$$

Equação 35

$c$  = Comprimento (cm);

$l$  = Largura (cm);

$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow$  peso específico do concreto armado segundo NBR 6118/2014.

$h$  = altura (cm);

A força de compressão na biela corresponde à:



$\text{sen}\theta = \frac{N_t}{R_{cc}} \therefore R_{cc} = \frac{N_t}{2 \cdot \text{sen}\theta}$	<i>Equação 36</i>
--	-------------------

Segundo Rodrigues P., “As tensões nas bielas de compressão, que se desenvolvem no bloco, devem ser verificadas junto à base do pilar e junto à cabeça da estaca, a partir das forças no pilar (de cálculo) e nas estacas. ” Demonstrado a seguir:

Junto à estaca:

$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{2 \cdot A_{estaca} \cdot \text{sen}^2\theta} \leq 0,9 \cdot f_{ck}$	<i>Equação 37</i>
---	-------------------

Junto ao Pilar:

$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_{pilar} \cdot \text{sen}^2\theta} \leq 0,9 \cdot f_{ck}$	<i>Equação 38</i>
--	-------------------

Rodrigues P. (2010) recomendam a majoração de  $R_{st}$  em 15%. Finalmente, a armadura principal de tração pode ser dimensionada:

$A_s = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot R_{st}}{f_{yd}}$	<i>Equação 39</i>
--	-------------------

Rodrigues P. (2010) recomenda, além da principal, a inserção de armadura complementares, descritas a seguir:

- Armaduras longitudinais e transversais (estribos), adicionados para agir contra possíveis torções devido à excentricidades acidentais e para um melhor desempenho contra fissuração.

Armaduras transversais fechadas:

$A_{s,H} = 0,10\% \cdot b \cdot h$	<i>Equação 40</i>
------------------------------------	-------------------

Sendo:

$h$  = altura do bloco

$b$  = Largura do mesmo

espaçamento  $s \leq 20cm$ .

Armaduras transversais verticais:

$A_{sw} = \rho_{sw,min} \cdot b \text{ (cm}^2\text{/m)}$	<i>Equação 41</i>
--	-------------------

Sendo:

$b$  = Largura do mesmo

espaçamento  $s \leq 20cm$ .

Para o  $\rho_{sw,min}$  é utilizado a seguinte tabela, utilizando a classe do concreto e do aço da armadura como valores de entrada:

*Tabela 7:  $\rho_{sw,min}$  (%)*

Aço	Concreto						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA – 25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA – 50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA – 60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Fonte: Rodrigues P. (2010).

- Segundo Rodrigues P., “Na face superior do bloco deve ser colocada uma armadura paralela à armadura principal de tração, cuja capacidade mecânica seja da ordem de 1/5 da armadura principal. ”

$A_{s,sup} = \frac{1}{5} \cdot A_{s,principal}$	<i>Equação 42</i>
---	-------------------

Assim como os blocos sobre um elemento de fundação, deve-se proceder com o detalhamento do elemento e desenho da distribuição das dimensões finais e armaduras.

## **2.7. Dados Geotécnicos**

A investigação do solo é indispensável para a realização de qualquer empreendimento que conta com a fundação, seja ela superficial ou profunda. De acordo com Spohr (2012), “O conhecimento do subsolo constitui um pré-requisito para os projetos de fundações seguro e econômico. O custo de uma investigação do subsolo no Brasil corresponde a 0,2 a 0,5% do custo da obra”. Logo, é possível concluir que por uma ótica financeira, o investimento em sondagens e investigações em geral devem ser de acordo com o porte daquele empreendimento e sem motivo de redução do escopo desses itens.

Embora Spohr (2012) afirme que o custo varia de 0,2 a 0,5% do custo total da obra, esse percentual chega a ser muito menor na prática, ressaltando que a realização de sondagens e investigações não impactam de forma significativa o custo total do empreendimento.

### **2.7.1. Ensaios de Campo**

Como dito anteriormente, a elaboração de projetos geotécnicos em geral exige um conhecimento adequado do solo, identificando e classificando as camadas componentes que o consistem, assim como as suas propriedades de engenharia Decourt et. al, (1998).

São vários os ensaios disponíveis no mercado, sendo, os que mais se destacam, representados a seguir:

- a) O *Standard Penetration Test* – SPT

- b) O *Standard Penetration Test* complementado com medidas de torque – SPT-T
- c) O ensaio de penetração de cone – CPT
- d) O ensaio de penetração do cone com medida das pressões neutras, ou piezocone – CPT-U
- e) O ensaio de palheta – *Vane Test*
- f) Os pressiômetros (de Ménard e auto-perfurantes)
- g) O dilatômetro de Marchetti
- h) Os ensaios de carregamento de placa – provas de carga
- i) Os ensaios geofísicos, em particular o ensaio de “*Cross-Hole*”

Destes relacionados, Decourt et. al (1998), citam que o SPT é o mais executado na maioria dos países no mundo, inclusive o Brasil. Além deste, o SPT-T, mais completo com praticamente o mesmo custo, o CPT e CPT-U, utilizados em casos especiais para uma análise mais detalhada, são também bastante utilizados e vem ganhando força.

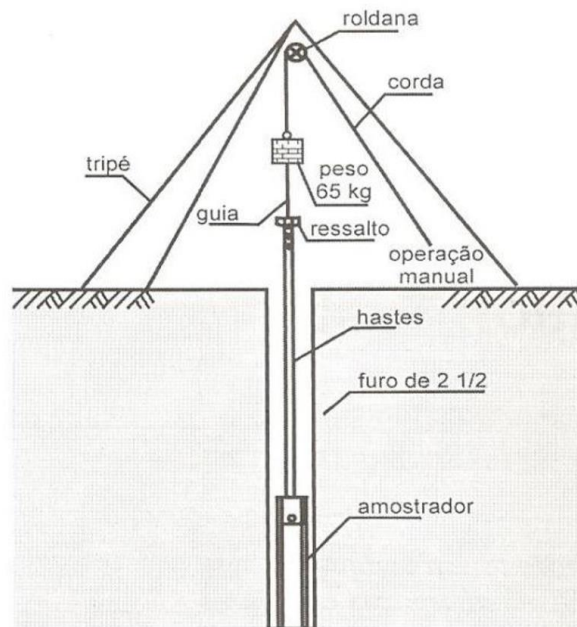
### **2.7.2. Sondagem de simples reconhecimento a percussão - SPT**

Este tipo de sondagem é responsável por amostrar o subsolo, e medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada. Segundo Decourt et. al (1998), ao se realizar o procedimento, pretende-se conhecer:

- a) “O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado. ”
- b) “A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado. ”
- c) “A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração. ”

Shnaid, (2000) relata o procedimento executivo do ensaio: cravação do amostrador, podendo este ser revestida ou não, utilizando-se um peso de 65 Kg, que cai em queda livre de uma altura de 750mm. O número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após desprezar os primeiros 150 mm de perfuração, é o  $N_{spt}$  que imprimirá o gráfico no boletim de sondagem.

Figura 14: Esquema da sondagem de percussão padrão.



Fonte: Schnaid, 2000

Schnaid (2000) também alerta, “As correlações de origem empírica são obtidas em geral em condições particulares e específicas, com a expressa limitação de uso por parte dos autores, mas acabam extrapoladas na prática, muitas vezes de forma não apropriada”. Também ressalta que as sondagens de cada furo podem diferir significativamente, recomendando gerar uma curva de cada sondagem para melhor visualização. Pode-se utilizar a sondagem com o menor somatório de golpes ou, de maneira mais conservadora, utilizar o menor número de golpes para cada camada.

A NBR 6484 (2001) disponibiliza uma tabela que relaciona o Nspt com a designação de cada camada:

Tabela 8: Classificação dos solos x Nspt.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação <sup>1)</sup>
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
<sup>1)</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: NBR 648/2001

Spohr (2012) ressalta que os pontos em que serão realizadas as sondagens devem ser escolhidos da melhor maneira possível buscando a uniformização e previsão de condições diferentes, se possível. Ele recomenda a seguinte quantidade em função do tamanho da área de construção:

- a) Terrenos com até 200m<sup>2</sup> - 2 furos de sondagem;
- b) Terrenos de 200 a 400m<sup>2</sup> - 3 furos de sondagem;
- c) “No mínimo, três furos para determinação da disposição e espessuras das camadas” em caso de terreno maiores de 400m<sup>2</sup>.

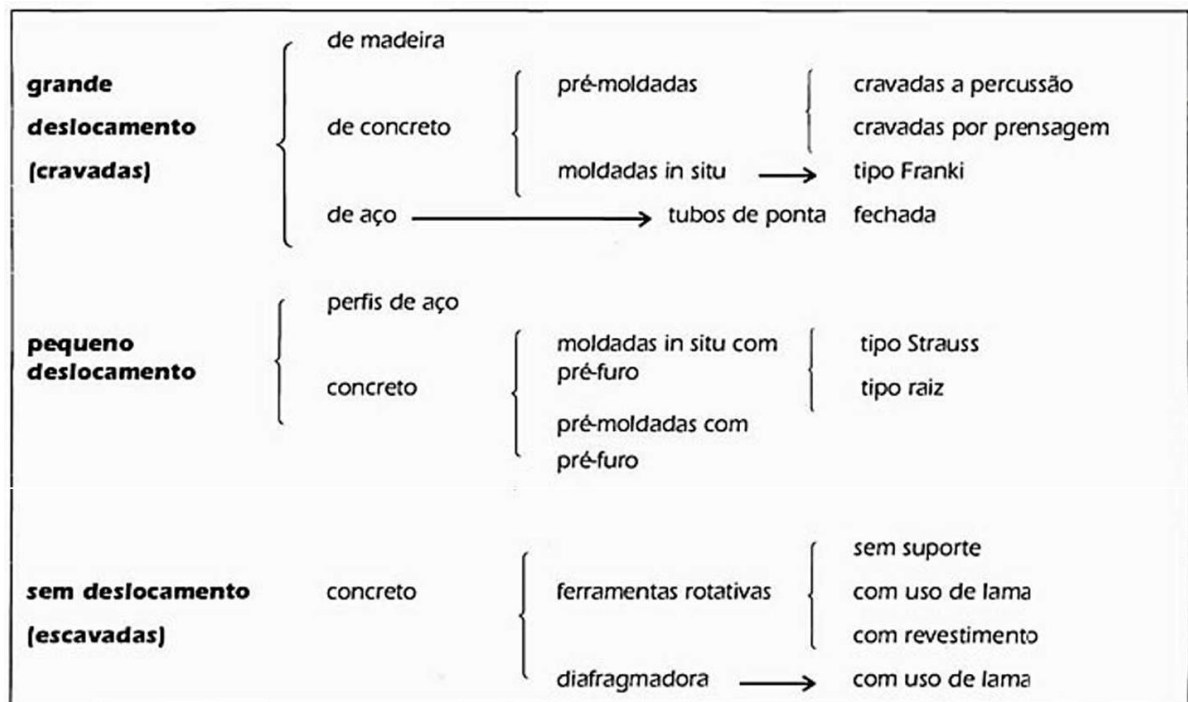
## 2.8. Escolha da fundação correta

De acordo com Velloso et al. (1998) a escolha da solução executiva adequada depende de uma grande quantidade de variáveis, além das soluções disponíveis para aquela região. Ressalta, também, que em obras onde várias soluções são viáveis é interessante levar em conta o menor custo e menor prazo de execução, além de uma avaliação sobre múltiplas soluções na mesma obra.

“Existe hoje uma variedade muito grande de estacas para fundações. Com uma certa frequência, um novo tipo de estaca é introduzido no mercado e a técnica de

execução de estacas está em permanente evolução. A execução de estacas é uma atividade especializada da Engenharia, e o projetista precisa conhecer as firmas executoras e seus serviços para projetar fundações dentro das linhas de trabalho destas firmas”, Velloso et al. (1998). A tabela a seguir apresenta uma classificação dos tipos mais comuns de estacas.

*Tabela 9: Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo.*



Fonte: Fundações, teoria e prática (1998)

Velloso et al. (1998) também cita os principais aspectos que devem ser levados em consideração na escolha do tipo de fundação profunda:

- a) Esforços nas fundações, procurando distinguir:
  - Nível das cargas nos pilares;
  - Ocorrência de outros esforços além dos de compressão (tração e flexão).
  
- b) Características do subsolo, em particular quanto à ocorrência de:
  - Argilas muito moles, dificultando a execução de estacas de concreto moldadas in-situ;

- Solos muito resistentes (compactos ou com pedregulhos) que devem ser atravessados, dificultando ou mesmo impedindo a cravação de estacas de concreto pré-moldadas;
- Solos com matacões, dificultando ou mesmo impedindo o emprego de estacas cravadas de qualquer tipo;
- Nível do lençol d'água elevado, dificultando a execução de estacas de concreto moldadas in-situ sem revestimento ou uso de lama;
- Aterros recentes (em processo de adensamento) sobre camadas moles, indicando a possibilidade de atrito negativo; neste caso, estacas mais lisas ou com tratamento betuminoso são mais indicadas.

c) Características do local da obra, em particular:

- Terrenos acidentados, dificultando o acesso de equipamentos pesados (bate-estacas etc.);
- Local com obstrução na altura, como telhados e lajes, dificultando o acesso de equipamentos altos;
- Obra muito distante de um grande centro, encarecendo o transporte de equipamento pesado;
- Ocorrência de lâmina d'água.

d) Características das construções vizinhas, em particular quanto a:

- Tipo e profundidade das fundações;
- Existência de subsolos;
- Sensibilidade a vibrações;
- Danos já existentes.

Velloso et al. (1998) nota que estes são alguns aspectos que devem ser considerados, porém, não existem regras definidas para a escolha da solução, valendo muito a experiência do profissional.



### **3. METODOLOGIA**

#### **3.1. Classificação da pesquisa**

Esta pesquisa é classificada como um estudo de caso, por utilizar uma edificação existente com cargas já definidas para posterior dimensionamento das soluções de fundação de acordo com a metodologia escolhida.

Pode ser considerada uma pesquisa bibliográfica, quanto ao objeto, por utilizar de materiais já publicados e quantitativa, quanto à abordagem, por procurar traduzir em números os conhecimentos gerados pelo pesquisador.

#### **3.2. Planejamento da pesquisa**

A pesquisa foi dividida da seguinte forma: Primeiramente, após a obtenção da planta baixa, projeto de carga dos pilares e sondagens do solo do terreno em que a edificação foi implantada, foi escolhida os tipos de fundação a serem estudados sob uma ótica técnica. Posteriormente, procedeu-se com o dimensionamento destas fundações pelos métodos escolhidos para cada solução, assim como o dimensionamento dos blocos de coroamento. Na terceira etapa, foi calculado o preço final para cada tipo de fundação e profundidade com base na distribuição final dos elementos, aplicando os preços coletados pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI de dezembro de 2016, além de outras fontes, quando necessário. Finalmente, os valores finais foram analisados e sensibilizados para a otimização dos custos e posterior escolha da solução de fundação.

#### **3.3. Procedimento de coleta e interpretação de dados**

Para a pesquisa, foram utilizados projetos de uma edificação real localizada no bairro da Asa Norte em Brasília, Distrito Federal. O edifício é composto de 3 pavimentos e 80 pilares, sendo os projetos utilizados, repassados pelo Professor MSc. Jocinez Nogueira Lima, compostos de uma planta baixa e um projeto de locação e cargas dos pilares.

Para a análise do terreno de implantação da edificação, utilizou-se como base sondagens reais realizadas por empresa da região sem nenhum tipo de adaptação. Estas, compostas de 4 sondagens e um relatório, também foram repassadas pelo Professor MSc. Jocinez Nogueira Lima para fins de estudo.

Foram utilizadas bibliografias oficiais e específicas da área, além da norma NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações para o dimensionamento dos elementos.

Para o dimensionamento das estacas foram escolhidos os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), utilizando-se como valor final uma média entre os dois. Os métodos consistem na aplicação de fórmulas para a definição da capacidade de carga geotécnica das estacas. Para sensibilização de premissas, foi construída uma planilha no Software Microsoft Office Excel 2016.

Os tubulões foram pré-dimensionados a partir de fórmulas e tabelas do livro de Alonso (1983).

O dimensionamento dos blocos de coroamento sobre duas estacas foi realizado com o formulário retirado do Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil de autoria de Tatiane Beilfuss (2012).

Não foram dimensionados blocos de coroamento sobre uma estaca e sobre tubulões por se tratar de um estudo comparativo e por serem itens facultativos nas situações apresentadas, conforme é descrito pelas bibliografias consultadas e apresentadas no trabalho.

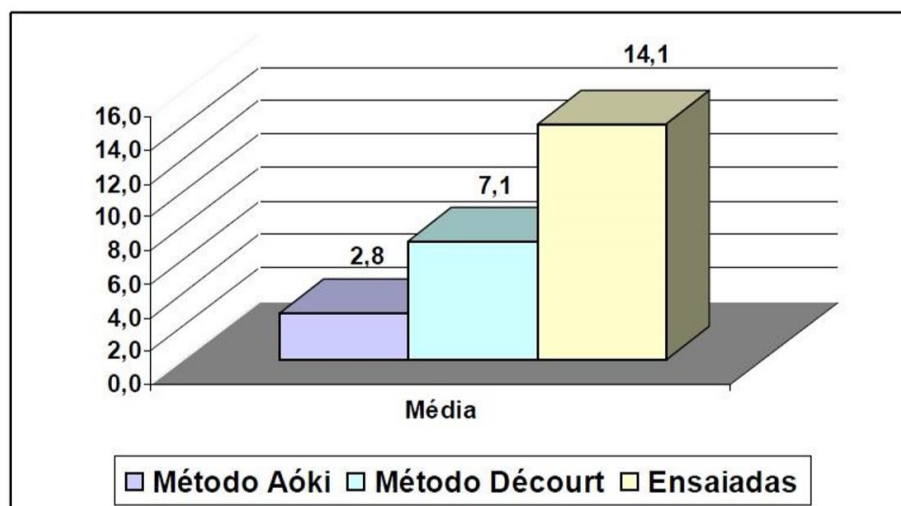
Para a verificação da viabilidade econômica foram, majoritariamente, utilizadas composições de preço unitário retiradas do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI de dezembro de 2016 para os serviços constantes no trabalho, quando necessário, alguns insumos ou composições foram retiradas de outras fontes e levadas a valor futuro para dezembro de 2016 de acordo com o índice INCC correspondente no período.

### **3.3.1. Considerações sobre a escolha das metodologias utilizadas**

Os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Aoki-Velloso (1975) são considerados métodos conservadores, sendo este último o mais conservador entre eles. Isto pode ser evidenciado pela pesquisa realizada por Ramos (2008), na qual dimensionou três estacas, sendo primeiramente dimensionadas pelos métodos semi-empíricos e, em seguida, executou a prova de carga nas mesmas e concluiu que "...os métodos semi-empíricos, apesar de serem largamente utilizados no Brasil, são, no entanto, muito conservadores, uma vez que os resultados obtidos no decorrer dos ensaios foram muito superiores as cargas obtidas através dos cálculos, sendo cerca

de 400% e 100%, superiores aos realizadas pelos Métodos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, respectivamente”. Ramos (2008).

Figura 15: Comparativo entre ensaio de carga e os métodos semi-empíricos (tF).



Fonte: Ramos (2008)

Baseado nesse estudo, foi empregada uma média entre os dois métodos semi-empíricos, seguindo a favor da segurança sem um extremo conservadorismo.

#### 4. EXPOSIÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

##### 4.1. Escolha da sondagem a ser utilizada

Para a escolha da sondagem a ser utilizada, pode-se prosseguir de diversas maneiras, sendo a seguinte utilizada neste estudo: Selecionou-se a sondagem com o menor somatório de  $N_{spt}$  entre elas, indo, a favor da segurança sem extremo conservadorismo.

Tabela 10: Sondagens.

Prof. (m)	SP01	SP02	SP03	SP04
	N <sub>spt</sub>	N <sub>spt</sub>	N <sub>spt</sub>	N <sub>spt</sub>
1	2	2	2	2
2	4	2	2	2
3	8	2	2	3
4	10	5	4	3
5	7	6	7	2
6	10	6	8	4
7	7	3	7	6
8	6	4	8	5
9	5	4	8	4
10	7	7	10	5
11	12	7	8	7
12	16	13	13	8
13	15	12	14	14
14	28	15	20	19
15	24	6	18	18
16	32	14	31	14
17	23	17	28	18
18	48	13	36	19
19	32	17	25	19
20	40	21	42	12
21	48	23	40	32
22	48	26	48	17
23	57	32	54	37
24	49	43	57	47
25	59	45	54	54
Σ	597	345	546	371

Fonte: Autor

Como possível notar através da tabela apresentada, o SP02 possui o menor somatório de N<sub>spt</sub>, logo, foi a selecionada para proceder com o dimensionamento.

Para o cálculo efetivo da capacidade de carga geotécnica, para todos os elementos e diâmetros foi utilizado como N<sub>spt</sub> definitivo, a média do N<sub>spt</sub> da camada a ser calculada e das camadas superior e inferior, de acordo com recomendações passadas em sala na disciplina de Fundações, ministrada pela Professora D.Sc. Neusa Maria Bezerra Mota (2016), trazendo maior homogeneidade para a curva N<sub>spt</sub> x Profundidade, proporcionando maior segurança para o dimensionamento.

Foi escolhida a profundidade de assentamento de 17 metros para as estacas e de 23 metros para os tubulões inicialmente, apenas para a continuação do

dimensionamento. Estas têm pouca importância neste estágio pois serão sensibilizadas posteriormente para a otimização do custo total, passados os quesitos técnicos.

#### **4.2. Escolha das soluções de fundação – Viabilidade Técnica**

A partir da análise das sondagens executadas no terreno, pode-se concluir o seguinte:

- Não foi detectada a presença de lençóis freáticos;
- Não foram detectados matacões.

Com base nessas informações, ainda restam uma grande gama de soluções recomendadas, porém, visto que na região as estacas escavadas e tubulões à céu aberto possuem como matéria prima, o concreto armado, abundante na região e grande oferta aos serviços necessários para execução, além de serem de simples execução e econômicos, preferiu-se por utilizar essas soluções.

É importante notar que as informações tiradas acima foram referentes, de forma única, aos resultados obtidos pelas sondagens, não considerando a porção do solo não investigado.

#### **4.3. Dados para o dimensionamento dos elementos de fundação**

Para seguir com o dimensionamento, após a definição do  $N_{spt}$  de cada camada e a determinação das metodologias executivas empregadas, é necessário a carga normal de suporte para cada pilar a ser descarregado nos elementos de fundação. Estas foram obtidas através do projeto de cargas de pilares, apresentadas na página a seguir:

Tabela 11: Pilares e respectivas cargas.

PILAR	Solicitações
	F - N (tf)
P1	23,95
P2	20,29
P3	20,29
P4	20,29
P5	33,68
P6	44,21
P7	59,06
P8	45,98
P9	42,96
P10	28,83
P11	22,42
P12	47,49
P13	25,34
T14	52,60
T15	52,60
T16	52,60
T17	61,30
P18	48,90
P19	31,19
T20	54,17
P21	20,29
T22	68,97
T23	54,17
P24	49,26
P25	29,50
P26	31,19
T27	54,17
P28	20,29
T29	68,97
T30	54,17
P31	49,26
T32	63,94
P33	32,72
T34	52,60
T35	52,60
T36	52,60
T37	61,30
T38	74,28
P39	23,95
P40	20,29

P41	20,29
P42	20,29
P43	33,68
P44	46,21
P45	59,06
P46	45,98
P47	42,96
P48	44,50
P49	46,52
P50	36,31
P51	46,57
T52	63,37
T53	54,82
P54	46,55
P55	59,06
T56	69,07
T57	69,07
P58	59,00
P59	59,06
T60	69,07
T61	69,07
T62	59,00
T63	56,75
T64	54,21
T65	54,21
T66	56,75
T67	54,21
T68	54,21
T69	59,06
T70	59,06
T71	54,21
T72	54,21
T73	60,98
P74	53,58
P75	53,58
T76	60,98
P77	43,23
P78	57,55
P79	57,55
P80	43,23

Fonte: Autor

#### 4.4. Estacas – Aplicação do formulário

##### 4.4.1. Método Aoki e Velloso (1975)

Será apresentado o memorial de cálculo para a capacidade de carga geotécnica de estacas escavas com diâmetro de 30 centímetros, além destas também foram calculadas as capacidades para estacas de 40, 50, 60 e 70 centímetros.

A resistência da primeira camada foi considerada nula de acordo com recomendações da Professora D.Sc. Neusa Maria Bezerra Mota (2016), seguindo à favor da segurança.

- Resistência da 2ª camada - Ponta:

$Q_p = \frac{K \times N_{spt}}{F_1} \times A_p = Q_p = \frac{350 \times 3}{3} \times 0,07 = 24,74 \text{ kN}$	<i>Equação 43</i>
---	-------------------

- Resistência da 2ª camada – Lateral:

$Q_1 = \frac{U}{F_2} \times \sum_1^n (a \times K \times N_{spt} \times \Delta L) = Q_1$ $= \frac{0,94}{6} \times \sum_1^n (2,4\% \times 350 \times 3 \times 1) = 3,96 \text{ kN}$	<i>Equação 44</i>
---	-------------------

Onde:

F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub>: Destacados na tabela 13

K e α: Destacados na tabela 12

$$A_p = \left( \frac{\pi \times d^2}{4} \right) = A_p = \left( \frac{\pi \times 0,30^2}{4} \right) = 0,07 \text{ m}$$

$$U = (\pi \times d) = (\pi \times 0,30) = 0,94 \text{ m}$$

Tabela 12: Coeficientes K e  $\alpha$  destacados para estacas de  $d=0,30m$ .

Parâmetros		
Tipo de solo	K (KN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)
Areia	1000	1,40
Areia argilosa	600	3,00
Areia argilo-siltosa	500	2,80
Areia silto-argilosa	700	2,40
Areia siltosa	800	2,00
Argila	200	6,00
Argila arenosa	350	2,40
Argila areno-siltosa	300	2,80
Argila silto-arenosa	330	3,00
Argila siltosa	220	4,00
Silte	400	3,00
Silte areno-argiloso	450	2,80
Silte arenoso	550	2,20
Silte argilo-arenoso	250	3,00
Silte argiloso	230	3,40

Fonte: Fundações, Teoria e Prática (1998)

Tabela 13: Coeficientes F1 e F2 destacados para estacas de  $d=0,30m$ .

Tipo de Estaca	F1	F2
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Escavada grande diâmetro	3,5	7
Escavada pequeno diâmetro	3	6
Franki - fuste apilado	2,3	3
Franki - fuste vibrado	2,3	3,2
Hélice contínua	3	3,8
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada cravada	2,5	3,5
Pré-moldada prensada	1,2	2,3
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9

Fonte: Fundações, Teoria e Prática (1998)

- Carga admissível:

$Q_{p,adm} = \frac{24,74}{2} = 12,37 \text{ kN}$	Equação 45
--	------------



$Q_{l,adm} = \frac{3,96}{2} = 1,98 \text{ kN}$	<i>Equação 46</i>
--	-------------------

- Capacidade de carga geotécnica para estacas de 0,30 m

De acordo com a NBR 6122/2010, a capacidade de ponta para estacas escavadas deve ser limitada a 25% da capacidade de carga lateral da camada em questão, logo:

- Carga admissível utilizada:

$Q_{adm} = Q_{l,adm} + 25\% \times Q_{p,adm}$ $= 1,98 + 0,49 = 2,5 \text{ kN}$	<i>Equação 47</i>
---	-------------------

Desta maneira, a carga admissível calculada para a segunda camada das estacas de 30 centímetros de diâmetro é de 2,5 kN. É necessária a verificação das camadas seguintes, além da verificação para outros diâmetros de estacas, para posterior distribuição destas.

A seguir é apresentado o dimensionamento para as estacas de diâmetros de 30, 40, 50, 60 e 70 centímetros pelo método de Aoki e Velloso (1975). A escolha dos diâmetros se deu de forma a se utilizar dos diâmetros mais usuais e de execução mais simples, sem a necessidade de equipamentos especiais.

É importante notar que estes diâmetros podem ser escolhidos de acordo com a necessidade do projetista, desde que se mantenham as particularidades da metodologia.

Também com relação às tabelas a seguir, as células hachuradas em amarelo são apenas para indicar “input”, ou seja, são células em que devem ser manualmente preenchidas, não possuem fórmulas.

Tabela 14: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 30 cm

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE AOKI VELLOSO																	
Diâmetro 0,3 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico, função tipo de solo	α (%) - Fator de correção da estaca escavada	(K.Ap)/F1 (KN)	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	(α.K.U)/F2 (KN)	Ql (KN) - Resistência Lateral	ΣQl (KN)	Qr (KN) - Carga de Ruptura	Q adm (KN)	Qp adm	Ql adm (KN)	Qadm (1,25*Ql adm) (KN) - 80%	Qp adm (adotando novo valor) (KN) - 20%	Q SOMA (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	0,00	0,00	1,32	3,96	0,00	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
2	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	24,74	1,32	3,96	3,96	28,7	14	12,37	2,0	2,5	0,49	2,5
3	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	24,74	1,32	3,96	7,92	32,7	16	12,37	4,0	4,9	0,99	4,9
4	5	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	35,74	1,32	5,72	13,63	49,4	25	17,87	6,8	8,5	1,70	8,5
5	6	5,7	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	46,73	1,32	7,48	21,11	67,8	34	23,37	10,6	13,2	2,64	13,2
6	6	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	41,23	1,32	6,60	27,71	68,9	34	20,62	13,9	17,3	3,46	17,3
7	3	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	35,74	1,32	5,72	33,43	69,2	35	17,87	16,7	20,9	4,18	20,9
8	4	3,7	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	30,24	1,32	4,84	38,26	68,5	34	15,12	19,1	23,9	4,78	23,9
9	4	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	41,23	1,32	6,60	44,86	86,1	43	20,62	22,4	28,0	5,61	28,0
10	7	6,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	49,48	1,32	7,92	52,78	102,3	51	24,74	26,4	33,0	6,60	33,0
11	7	9,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	74,22	1,32	11,88	64,65	138,9	69	37,11	32,3	40,4	8,08	40,4
12	13	10,7	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	87,96	1,32	14,07	78,73	166,7	83	43,98	39,4	49,2	9,84	49,2
13	12	13,3	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	109,96	1,32	17,59	96,32	206,3	103	54,98	48,2	60,2	12,04	60,2
14	15	11,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	90,71	1,32	14,51	110,84	201,5	101	45,36	55,4	69,3	13,85	69,3
15	6	11,7	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	96,21	1,32	15,39	126,23	222,4	111	48,11	63,1	78,9	15,78	78,9
16	14	12,3	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	101,71	1,32	16,27	142,50	244,2	122	50,85	71,3	89,1	17,81	89,1
17	17	14,7	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	120,95	1,32	19,35	161,85	282,8	141	60,48	80,9	101,2	20,23	101,2
18	13	15,7	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	129,20	1,32	20,67	182,53	311,7	156	64,60	91,3	114,1	22,82	114,1
19	17	17,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	140,19	1,32	22,43	204,96	345,2	173	70,10	102,5	128,1	25,62	128,1
20	21	20,3	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	167,68	1,32	26,83	231,79	399,5	200	83,84	115,9	144,9	28,97	144,9
21	23	23,3	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	192,42	1,32	30,79	262,57	455,0	227	96,21	131,3	164,1	32,82	164,1
22	26	27,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	222,66	1,32	35,63	298,20	520,9	260	111,33	149,1	186,4	37,27	186,4
23	32	33,7	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	277,64	1,32	44,42	342,62	620,3	310	138,82	171,3	214,1	42,83	214,1
24	43	40,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	329,87	1,32	52,78	395,40	725,3	363	164,93	197,7	247,1	49,43	247,1
25	45	44,0	Argila Arenosa	350	2,4	8,25	362,85	1,32	58,06	453,46	816,3	408	181,43	226,7	283,4	56,68	283,4

Fonte: Autor

Tabela 15: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 40 cm

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE AOKI VELLOSO																	
Diâmetro 0,4 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico , função tipo de solo	$\alpha$ (%) - Fator de correção da estaca escavada	(K.Ap)/F1 (KN)	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	( $\alpha$ .K.U)/F2 (KN)	Ql (KN) - Resistência Lateral	$\Sigma$ Ql (KN)	Qr (KN) - Carga de Ruptura	Q adm (KN)	Qp adm	Ql adm (KN)	Qadm (1,25*Ql adm) (KN) - 80%	Qp adm (adotando novo valor) (KN) - 20%	Q SOMA (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	0,00	0,00	1,76	5,28	0,00	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
2	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	43,98	1,76	5,28	5,28	49,3	25	21,99	2,6	3,3	0,66	3,3
3	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	43,98	1,76	5,28	10,56	54,5	27	21,99	5,3	6,6	1,32	6,6
4	5	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	63,53	1,76	7,62	18,18	81,7	41	31,76	9,1	11,4	2,27	11,4
5	6	5,7	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	83,08	1,76	9,97	28,15	111,2	56	41,54	14,1	17,6	3,52	17,6
6	6	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	73,30	1,76	8,80	36,95	110,2	55	36,65	18,5	23,1	4,62	23,1
7	3	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	63,53	1,76	7,62	44,57	108,1	54	31,76	22,3	27,9	5,57	27,9
8	4	3,7	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	53,76	1,76	6,45	51,02	104,8	52	26,88	25,5	31,9	6,38	31,9
9	4	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	73,30	1,76	8,80	59,82	133,1	67	36,65	29,9	37,4	7,48	37,4
10	7	6,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	87,96	1,76	10,56	70,37	158,3	79	43,98	35,2	44,0	8,80	44,0
11	7	9,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	131,95	1,76	15,83	86,21	218,2	109	65,97	43,1	53,9	10,78	53,9
12	13	10,7	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	156,38	1,76	18,77	104,97	261,4	131	78,19	52,5	65,6	13,12	65,6
13	12	13,3	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	195,48	1,76	23,46	128,43	323,9	162	97,74	64,2	80,3	16,05	80,3
14	15	11,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	161,27	1,76	19,35	147,78	309,0	155	80,63	73,9	92,4	18,47	92,4
15	6	11,7	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	171,04	1,76	20,53	168,31	339,3	170	85,52	84,2	105,2	21,04	105,2
16	14	12,3	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	180,82	1,76	21,70	190,00	370,8	185	90,41	95,0	118,8	23,75	118,8
17	17	14,7	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	215,02	1,76	25,80	215,81	430,8	215	107,51	107,9	134,9	26,98	134,9
18	13	15,7	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	229,69	1,76	27,56	243,37	473,1	237	114,84	121,7	152,1	30,42	152,1
19	17	17,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	249,23	1,76	29,91	273,28	522,5	261	124,62	136,6	170,8	34,16	170,8
20	21	20,3	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	298,10	1,76	35,77	309,05	607,2	304	149,05	154,5	193,2	38,63	193,2
21	23	23,3	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	342,08	1,76	41,05	350,10	692,2	346	171,04	175,0	218,8	43,76	218,8
22	26	27,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	395,84	1,76	47,50	397,60	793,4	397	197,92	198,8	248,5	49,70	248,5
23	32	33,7	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	493,58	1,76	59,23	456,83	950,4	475	246,79	228,4	285,5	57,10	285,5
24	43	40,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	586,43	1,76	70,37	527,20	1113,6	557	293,22	263,6	329,5	65,90	329,5
25	45	44,0	Argila Arenosa	350	2,4	14,66	645,07	1,76	77,41	604,61	1249,7	625	322,54	302,3	377,9	75,58	377,9

Fonte: Autor

Tabela 16: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 50 cm

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE AOKI VELLOSO																	
Diâmetro 0,5 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico , função tipo de solo	$\alpha$ (%) - Fator de correção da estaca escavada	(K.Ap)/F1 (KN)	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	( $\alpha$ .K.U)/F2 (KN)	Ql (KN) - Resistência Lateral	$\Sigma$ Ql (KN)	Qr (KN) - Carga de Ruptura	Q adm (KN)	Qp adm	Ql adm (KN)	Qadm (1,25*Ql adm) (KN) - 80%	Qp adm (adotando novo valor) (KN) - 20%	Q SOMA (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	0,00	0,00	2,20	6,60	0,00	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
2	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	68,72	2,20	6,60	6,60	75,3	38	34,36	3,3	4,1	0,82	4,1
3	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	68,72	2,20	6,60	13,19	81,9	41	34,36	6,6	8,2	1,65	8,2
4	5	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	99,27	2,20	9,53	22,72	122,0	61	49,63	11,4	14,2	2,84	14,2
5	6	5,7	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	129,81	2,20	12,46	35,19	165,0	82	64,90	17,6	22,0	4,40	22,0
6	6	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	114,54	2,20	11,00	46,18	160,7	80	57,27	23,1	28,9	5,77	28,9
7	3	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	99,27	2,20	9,53	55,71	155,0	77	49,63	27,9	34,8	6,96	34,8
8	4	3,7	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	83,99	2,20	8,06	63,77	147,8	74	42,00	31,9	39,9	7,97	39,9
9	4	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	114,54	2,20	11,00	74,77	189,3	95	57,27	37,4	46,7	9,35	46,7
10	7	6,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	137,44	2,20	13,19	87,96	225,4	113	68,72	44,0	55,0	11,00	55,0
11	7	9,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	206,17	2,20	19,79	107,76	313,9	157	103,08	53,9	67,3	13,47	67,3
12	13	10,7	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	244,35	2,20	23,46	131,21	375,6	188	122,17	65,6	82,0	16,40	82,0
13	12	13,3	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	305,43	2,20	29,32	160,54	466,0	233	152,72	80,3	100,3	20,07	100,3
14	15	11,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	251,98	2,20	24,19	184,73	436,7	218	125,99	92,4	115,5	23,09	115,5
15	6	11,7	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	267,25	2,20	25,66	210,38	477,6	239	133,63	105,2	131,5	26,30	131,5
16	14	12,3	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	282,53	2,20	27,12	237,50	520,0	260	141,26	118,8	148,4	29,69	148,4
17	17	14,7	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	335,98	2,20	32,25	269,76	605,7	303	167,99	134,9	168,6	33,72	168,6
18	13	15,7	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	358,88	2,20	34,45	304,21	663,1	332	179,44	152,1	190,1	38,03	190,1
19	17	17,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	389,43	2,20	37,38	341,60	731,0	366	194,71	170,8	213,5	42,70	213,5
20	21	20,3	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	465,78	2,20	44,72	386,31	852,1	426	232,89	193,2	241,4	48,29	241,4
21	23	23,3	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	534,51	2,20	51,31	437,62	972,1	486	267,25	218,8	273,5	54,70	273,5
22	26	27,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	618,50	2,20	59,38	497,00	1115,5	558	309,25	248,5	310,6	62,12	310,6
23	32	33,7	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	771,22	2,20	74,04	571,04	1342,3	671	385,61	285,5	356,9	71,38	356,9
24	43	40,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	916,30	2,20	87,96	659,00	1575,3	788	458,15	329,5	411,9	82,38	411,9
25	45	44,0	Argila Arenosa	350	2,4	22,91	1007,93	2,20	96,76	755,76	1763,7	882	503,96	377,9	472,4	94,47	472,4

Fonte: Autor

Tabela 17: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 60 cm

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE AOKI VELLOSO																	
Diâmetro 0,6 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico , função tipo de solo	α (%) - Fator de correção da estaca escavada	(K.Ap)/F1 (KN)	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	(α.K.U)/F2 (KN)	Ql (KN) - Resistência Lateral	ΣQl (KN)	Qr (KN) - Carga de Ruptura	Q adm (KN)	Qp adm	Ql adm (KN)	Qadm (1,25*Ql adm) (KN) - 80%	Qp adm (adotando novo valor) (KN) - 20%	Q SOMA (kN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	0,00	0,00	2,64	7,92	0,00	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
2	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	98,96	2,64	7,92	7,92	106,9	53	49,48	4,0	4,9	0,99	4,9
3	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	98,96	2,64	7,92	15,83	114,8	57	49,48	7,9	9,9	1,98	9,9
4	5	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	142,94	2,64	11,44	27,27	170,2	85	71,47	13,6	17,0	3,41	17,0
5	6	5,7	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	186,92	2,64	14,95	42,22	229,1	115	93,46	21,1	26,4	5,28	26,4
6	6	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	164,93	2,64	13,19	55,42	220,4	110	82,47	27,7	34,6	6,93	34,6
7	3	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	142,94	2,64	11,44	66,85	209,8	105	71,47	33,4	41,8	8,36	41,8
8	4	3,7	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	120,95	2,64	9,68	76,53	197,5	99	60,48	38,3	47,8	9,57	47,8
9	4	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	164,93	2,64	13,19	89,72	254,7	127	82,47	44,9	56,1	11,22	56,1
10	7	6,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	197,92	2,64	15,83	105,56	303,5	152	98,96	52,8	66,0	13,19	66,0
11	7	9,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	296,88	2,64	23,75	129,31	426,2	213	148,44	64,7	80,8	16,16	80,8
12	13	10,7	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	351,86	2,64	28,15	157,46	509,3	255	175,93	78,7	98,4	19,68	98,4
13	12	13,3	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	439,82	2,64	35,19	192,64	632,5	316	219,91	96,3	120,4	24,08	120,4
14	15	11,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	362,85	2,64	29,03	221,67	584,5	292	181,43	110,8	138,5	27,71	138,5
15	6	11,7	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	384,85	2,64	30,79	252,46	637,3	319	192,42	126,2	157,8	31,56	157,8
16	14	12,3	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	406,84	2,64	32,55	285,01	691,8	346	203,42	142,5	178,1	35,63	178,1
17	17	14,7	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	483,81	2,64	38,70	323,71	807,5	404	241,90	161,9	202,3	40,46	202,3
18	13	15,7	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	516,79	2,64	41,34	365,05	881,8	441	258,40	182,5	228,2	45,63	228,2
19	17	17,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	560,77	2,64	44,86	409,92	970,7	485	280,39	205,0	256,2	51,24	256,2
20	21	20,3	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	670,73	2,64	53,66	463,57	1134,3	567	335,37	231,8	289,7	57,95	289,7
21	23	23,3	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	769,69	2,64	61,58	525,15	1294,8	647	384,85	262,6	328,2	65,64	328,2
22	26	27,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	890,64	2,64	71,25	596,40	1487,0	744	445,32	298,2	372,7	74,55	372,7
23	32	33,7	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	1110,55	2,64	88,84	685,24	1795,8	898	555,28	342,6	428,3	85,66	428,3
24	43	40,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	1319,47	2,64	105,56	790,80	2110,3	1055	659,73	395,4	494,3	98,85	494,3
25	45	44,0	Argila Arenosa	350	2,4	32,99	1451,42	2,64	116,11	906,91	2358,3	1179	725,71	453,5	566,8	113,36	566,8

Fonte: Autor

Tabela 18: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 70 cm

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE AOKI VELLOSO																	
Diâmetro 0,7 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico , função tipo de solo	$\alpha$ (%) - Fator de correção da estaca escavada	(K.Ap)/F1 (KN)	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	( $\alpha$ .K.U)/F2 (KN)	Ql (KN) - Resistência Lateral	$\Sigma$ Ql (KN)	Qr (KN) - Carga de Ruptura	Q adm (KN)	Qp adm	Ql adm (KN)	Qadm (1,25*Ql adm) (KN) - 80%	Qp adm (adotando novo valor) (KN) - 20%	Q SOMA (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	0,00	0,00	3,08	9,24	0,00	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
2	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	134,70	3,08	9,24	9,24	143,9	72	67,35	4,6	5,8	1,15	5,8
3	2	3,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	134,70	3,08	9,24	18,47	153,2	77	67,35	9,2	11,5	2,31	11,5
4	5	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	194,56	3,08	13,34	31,81	226,4	113	97,28	15,9	19,9	3,98	19,9
5	6	5,7	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	254,43	3,08	17,45	49,26	303,7	152	127,21	24,6	30,8	6,16	30,8
6	6	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	224,49	3,08	15,39	64,65	289,1	145	112,25	32,3	40,4	8,08	40,4
7	3	4,3	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	194,56	3,08	13,34	78,00	272,6	136	97,28	39,0	48,7	9,75	48,7
8	4	3,7	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	164,63	3,08	11,29	89,28	253,9	127	82,31	44,6	55,8	11,16	55,8
9	4	5,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	224,49	3,08	15,39	104,68	329,2	165	112,25	52,3	65,4	13,08	65,4
10	7	6,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	269,39	3,08	18,47	123,15	392,5	196	134,70	61,6	77,0	15,39	77,0
11	7	9,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	404,09	3,08	27,71	150,86	554,9	277	202,04	75,4	94,3	18,86	94,3
12	13	10,7	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	478,92	3,08	32,84	183,70	662,6	331	239,46	91,8	114,8	22,96	114,8
13	12	13,3	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	598,65	3,08	41,05	224,75	823,4	412	299,32	112,4	140,5	28,09	140,5
14	15	11,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	493,88	3,08	33,87	258,62	752,5	376	246,94	129,3	161,6	32,33	161,6
15	6	11,7	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	523,82	3,08	35,92	294,53	818,4	409	261,91	147,3	184,1	36,82	184,1
16	14	12,3	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	553,75	3,08	37,97	332,51	886,3	443	276,87	166,3	207,8	41,56	207,8
17	17	14,7	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	658,51	3,08	45,16	377,66	1036,2	518	329,26	188,8	236,0	47,21	236,0
18	13	15,7	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	703,41	3,08	48,23	425,90	1129,3	565	351,71	212,9	266,2	53,24	266,2
19	17	17,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	763,28	3,08	52,34	478,23	1241,5	621	381,64	239,1	298,9	59,78	298,9
20	21	20,3	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	912,94	3,08	62,60	540,84	1453,8	727	456,47	270,4	338,0	67,60	338,0
21	23	23,3	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	1047,63	3,08	71,84	612,67	1660,3	830	523,82	306,3	382,9	76,58	382,9
22	26	27,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	1212,26	3,08	83,13	695,80	1908,1	954	606,13	347,9	434,9	86,97	434,9
23	32	33,7	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	1511,59	3,08	103,65	799,45	2311,0	1156	755,79	399,7	499,7	99,93	499,7
24	43	40,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	1795,94	3,08	123,15	922,60	2718,5	1359	897,97	461,3	576,6	115,33	576,6
25	45	44,0	Argila Arenosa	350	2,4	44,90	1975,54	3,08	135,47	1058,07	3033,6	1517	987,77	529,0	661,3	132,26	661,3

Fonte: Autor

#### 4.4.2. Método Decourt e Quaresma (1978)

Assim como o método anterior, será apresentado a seguir o memorial de cálculo para a capacidade de carga geotécnica de estacas escavas com diâmetro de 30 centímetros, além destas também foram calculadas as capacidades para estacas de 40, 50, 60 e 70 centímetros.

A resistência da primeira camada foi considerada nula de acordo com recomendações da Professora D.Sc. Neusa Maria Bezerra Mota (2016), seguindo à favor da segurança.

- Resistência da segunda camada – Ponta

$q_p = K \times N \times \alpha \times A_p = q_p = 120 \times 3 \times 0,85 \times 0,07$ $= 21,63 \text{ kN}$	<i>Equação 48</i>
---	-------------------

- Resistência da segunda camada – Lateral

$q_s = \beta \times \left(10 \times \left(\frac{N}{3} + 1\right)\right) \times A_s = q_s$ $= 0,8 \times \left(10 \times \left(\frac{3}{3} + 1\right)\right) \times 0,94 = 15,08 \text{ kN}$	<i>Equação 49</i>
---	-------------------

Sendo:

N= N<sub>spt</sub>

A<sub>p</sub>= Área de ponta

A<sub>s</sub>= Área lateral unitário

α, β e K= Destacados nas tabelas a seguir

Tabela 19: Parâmetro K para estacas de 30 centímetros.

Parâmetro K	
Tipo de solo	K (KN/m <sup>2</sup> )
Areia	400
Areia argilosa	400
Areia argilo-siltosa	400
Areia silto-argilosa	400
Areia siltosa	400
Argila	120
Argila arenosa	120
Argila areno-siltosa	120
Argila silto-arenosa	120
Argila siltosa	120
Silte	200
Silte areno-argiloso	250
Silte arenoso	250
Silte argilo-arenoso	200
Silte argiloso	200

Fonte: Fundações, teoria e prática (1998)

Tabela 20: Parâmetro "α".

Parâmetro "α"	
Tipo de solo	Escavada Pequeno Diam.
Areia	0,5
Areia argilosa	0,5
Areia argilo-siltosa	0,5
Areia silto-argilosa	0,5
Areia siltosa	0,5
Argila	0,85
Argila arenosa	0,85
Argila areno-siltosa	0,85
Argila silto-arenosa	0,85
Argila siltosa	0,85
Silte	0,6
Silte areno-argiloso	0,6
Silte arenoso	0,6
Silte argilo-arenoso	0,6
Silte argiloso	0,6

Fonte: Fundações, teoria e prática (1998)



Tabela 21: Parâmetro "β".

Parâmetro "β"	
Tipo de solo	Escavada Pequeno Diam.
Areia	0,5
Areia argilosa	0,5
Areia argilo-siltosa	0,5
Areia silto-argilosa	0,5
Areia siltosa	0,5
Argila	0,8
Argila arenosa	0,8
Argila areno-siltosa	0,8
Argila silto-arenosa	0,8
Argila siltosa	0,8
Silte	0,65
Silte areno-argiloso	0,65
Silte arenoso	0,65
Silte argilo-arenoso	0,65
Silte argiloso	0,65

Fonte: Fundações, teoria e prática (1998)

Assim, como o método de Aoki e Velloso (1975), a capacidade de ponta também deve ser limitada à 25% da capacidade lateral. Logo, a capacidade de carga geotécnica admissível utilizada para a segunda camada é:

$Q_{adm} = 25\% \times \frac{q_p}{F1} + \frac{q_s}{F2} = Q_{adm}$ $= 25\% \times \frac{21,63}{4} + \frac{15,08}{1,3} = 14 \text{ kN}$	<p><i>Equação 50</i></p>
---	--------------------------

Sendo:

F1 e F2: Coeficientes de segurança. Valores recomendados pela bibliografia, Fundações, Teoria e Prática (1998)

Da mesma maneira feita com a metodologia anterior, foi verificada a resistência de cada camada para cada diâmetro escolhido, apresentados a seguir:

Tabela 22: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 30 cm.

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE DECÓURT E QUARESMA																	
Diâmetro 0,3 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico, função tipo de solo	$\alpha$ - Fator de correção da estaca escavada	$\beta$ - Fator de correção da estaca escavada	Qt (KN/m2) - Adesão média ao longo do fuste	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	Qa (KN) - carga de rup. Resultante do atrito ao longo do fuste da estaca	$\Sigma$ Qa (KN)	Q ruptura (KN)	Q Adm (KN)	Qp Adm (KN)	QaAdm - 80% (KN)	QaAdm - 1,25*80% (KN)	Qp - 20% (KN)	Q adm (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,0	0,00	0,00	0
2	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	21,63	15,08	15,08	36,71	17	5,41	11,6	14,50	2,90	14
3	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	21,63	15,08	30,16	51,79	29	5,41	23,2	29,00	5,41	29
4	5	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	31,24	18,43	48,59	79,83	45	7,81	37,4	46,72	7,81	45
5	6	5,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,89	40,86	21,78	70,37	111,23	64	10,21	54,1	67,67	10,21	64
6	6	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	36,05	20,11	90,48	126,53	79	9,01	69,6	87,00	9,01	79
7	3	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	31,24	18,43	108,91	140,15	92	7,81	83,8	104,72	7,81	92
8	4	3,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,22	26,44	16,76	125,66	152,10	103	6,61	96,7	120,83	6,61	103
9	4	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	36,05	20,11	145,77	181,82	121	9,01	112,1	140,16	9,01	121
10	7	6,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	3,00	43,26	22,62	168,39	211,65	140	10,81	129,5	161,91	10,81	140
11	7	9,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,00	64,89	30,16	198,55	263,44	169	16,22	152,7	190,91	16,22	169
12	13	10,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,56	76,91	34,35	232,90	309,80	198	19,23	179,2	223,94	19,23	198
13	12	13,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,44	96,13	41,05	273,95	370,08	235	24,03	210,7	263,41	24,03	235
14	15	11,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,67	79,31	35,19	309,13	388,44	258	19,83	237,8	297,24	19,83	258
15	6	11,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,89	84,12	36,86	345,99	430,11	287	21,03	266,1	332,69	21,03	287
16	14	12,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,11	88,92	38,54	384,53	473,45	318	22,23	295,8	369,74	22,23	318
17	17	14,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,89	105,75	44,40	428,93	534,68	356	26,44	329,9	412,43	26,44	356
18	13	15,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,22	112,96	46,91	475,85	588,80	394	28,24	366,0	457,54	28,24	394
19	17	17,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,67	122,57	50,27	526,11	648,68	435	30,64	404,7	505,88	30,64	435
20	21	20,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	7,78	146,60	58,64	584,76	731,36	486	36,65	449,8	562,26	36,65	486
21	23	23,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	8,78	168,23	66,18	650,94	819,17	543	42,06	500,7	625,90	42,06	543
22	26	27,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	10,00	194,67	75,40	726,34	921,01	607	48,67	558,7	698,40	48,67	607
23	32	33,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	12,22	242,74	92,15	818,49	1061,22	690	60,68	629,6	787,01	60,68	690
24	43	40,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	14,33	288,40	108,07	926,56	1214,96	785	72,10	712,7	890,92	72,10	785
25	45	44,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	15,67	317,24	118,12	1044,68	1361,92	883	79,31	803,6	1004,50	79,31	883

Fonte: Autor

Tabela 23: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 40 cm.

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE DECÓURT E QUARESMA																	
Diâmetro 0,4 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico, função tipo de solo	α- Fator de correção da estaca escavada	β - Fator de correção da estaca escavada	Qt (KN/m2) - Adesão média ao longo do fuste	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	Qa (KN) - carga de rup. Resultante do atrito ao longo do fuste da estaca	ΣQa (KN)	Q ruptura (KN)	Qa Adm (KN)	Qp Adm (KN)	QaAdm - 80% (KN)	QaAdm - 1,25*80% (KN)	Qp - 20% (KN)	Q adm (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,0	0,00	0,00	0
2	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	38,45	20,11	20,11	58,56	25	9,61	15,5	19,33	3,87	19
3	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	38,45	20,11	40,21	78,67	41	9,61	30,9	38,67	7,73	39
4	5	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	55,54	24,57	64,79	120,33	64	13,89	49,8	62,29	12,46	62
5	6	5,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,89	72,63	29,04	93,83	166,46	90	18,16	72,2	90,22	18,04	90
6	6	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	64,09	26,81	120,64	184,73	109	16,02	92,8	116,00	16,02	109
7	3	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	55,54	24,57	145,21	200,75	126	13,89	111,7	139,63	13,89	126
8	4	3,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,22	47,00	22,34	167,55	214,55	141	11,75	128,9	161,11	11,75	141
9	4	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	64,09	26,81	194,36	258,45	166	16,02	149,5	186,88	16,02	166
10	7	6,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	3,00	76,91	30,16	224,52	301,43	192	19,23	172,7	215,88	19,23	192
11	7	9,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,00	115,36	40,21	264,73	380,09	232	28,84	203,6	254,55	28,84	232
12	13	10,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,56	136,72	45,80	310,53	447,25	273	34,18	238,9	298,59	34,18	273
13	12	13,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,44	170,90	54,73	365,26	536,17	324	42,73	281,0	351,21	42,73	324
14	15	11,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,67	140,99	46,91	412,18	553,17	352	35,25	317,1	396,32	35,25	352
15	6	11,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,89	149,54	49,15	461,33	610,87	392	37,38	354,9	443,58	37,38	392
16	14	12,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,11	158,08	51,38	512,71	670,79	434	39,52	394,4	492,99	39,52	434
17	17	14,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,89	187,99	59,20	571,91	759,90	487	47,00	439,9	549,91	47,00	487
18	13	15,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,22	200,81	62,55	634,46	835,27	538	50,20	488,0	610,06	50,20	538
19	17	17,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,67	217,90	67,02	701,48	919,38	594	54,48	539,6	674,50	54,48	594
20	21	20,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	7,78	260,63	78,19	779,67	1040,30	665	65,16	599,7	749,69	65,16	665
21	23	23,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	8,78	299,08	88,24	867,92	1167,00	742	74,77	667,6	834,54	74,77	742
22	26	27,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	10,00	346,08	100,53	968,45	1314,53	831	86,52	745,0	931,20	86,52	831
23	32	33,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	12,22	431,53	122,87	1091,32	1522,85	947	107,88	839,5	1049,35	107,88	947
24	43	40,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	14,33	512,71	144,09	1235,41	1748,12	1078	128,18	950,3	1187,90	128,18	1078
25	45	44,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	15,67	563,98	157,50	1392,91	1956,89	1212	140,99	1071,5	1339,34	140,99	1212

Fonte: Autor

Tabela 24: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 50 cm.

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE DECÓURT E QUARESMA																	
Diâmetro 0,5 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico, função tipo de solo	α - Fator de correção da estaca escavada	β - Fator de correção da estaca escavada	Qt (KN/m2) - Adesão média ao longo do fuste	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	Qa (KN) - carga de rup. Resultante do atrito ao longo do fuste da estaca	ΣQa (KN)	Q ruptura (KN)	Qa Adm (KN)	Qp Adm (KN)	QaAdm - 80% (KN)	QaAdm - 1,25*80% (KN)	Qp - 20% (KN)	Q adm (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,0	0,00	0,00	0
2	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	60,08	25,13	25,13	85,22	34	15,02	19,3	24,17	4,83	24
3	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	60,08	25,13	50,27	110,35	54	15,02	38,7	48,33	9,67	48
4	5	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	86,79	30,72	80,98	167,77	84	21,70	62,3	77,87	15,57	78
5	6	5,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,89	113,49	36,30	117,29	230,78	119	28,37	90,2	112,78	22,56	113
6	6	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	100,14	33,51	150,80	250,93	141	25,03	116,0	145,00	25,03	141
7	3	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	86,79	30,72	181,51	268,30	161	21,70	139,6	174,53	21,70	161
8	4	3,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,22	73,43	27,93	209,44	282,87	179	18,36	161,1	201,38	18,36	179
9	4	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	100,14	33,51	242,95	343,09	212	25,03	186,9	233,61	25,03	212
10	7	6,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	3,00	120,17	37,70	280,65	400,81	246	30,04	215,9	269,85	30,04	246
11	7	9,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,00	180,25	50,27	330,91	511,16	300	45,06	254,5	318,19	45,06	300
12	13	10,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,56	213,63	57,25	388,16	601,79	352	53,41	298,6	373,23	53,41	352
13	12	13,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,44	267,04	68,42	456,58	723,61	418	66,76	351,2	439,02	66,76	418
14	15	11,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,67	220,30	58,64	515,22	735,53	451	55,08	396,3	495,40	55,08	451
15	6	11,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,89	233,66	61,44	576,66	810,31	502	58,41	443,6	554,48	58,41	502
16	14	12,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,11	247,01	64,23	640,88	887,89	555	61,75	493,0	616,24	61,75	555
17	17	14,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,89	293,74	74,00	714,89	1008,63	623	73,43	549,9	687,39	73,43	623
18	13	15,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,22	313,77	78,19	793,08	1106,84	689	78,44	610,1	762,57	78,44	689
19	17	17,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,67	340,47	83,78	876,85	1217,32	760	85,12	674,5	843,13	85,12	760
20	21	20,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	7,78	407,23	97,74	974,59	1381,82	851	101,81	749,7	937,11	101,81	851
21	23	23,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	8,78	467,31	110,30	1084,90	1552,21	951	116,83	834,5	1043,17	116,83	951
22	26	27,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	10,00	540,75	125,66	1210,56	1751,31	1066	135,19	931,2	1164,00	135,19	1066
23	32	33,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	12,22	674,26	153,59	1364,15	2038,41	1218	168,57	1049,3	1311,68	168,57	1218
24	43	40,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	14,33	801,11	180,12	1544,27	2345,37	1388	200,28	1187,9	1484,87	200,28	1388
25	45	44,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	15,67	881,22	196,87	1741,14	2622,36	1560	220,30	1339,3	1674,17	220,30	1560

Fonte: Autor

Tabela 25: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 60 cm.

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE DECÓURT E QUARESMA																	
Diâmetro 0,6 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico, função tipo de solo	$\alpha$ - Fator de correção da estaca escavada	$\beta$ - Fator de correção da estaca escavada	Qt (KN/m2) - Adesão média ao longo do fuste	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	Qa (KN) - carga de rup. Resultante do atrito ao longo do fuste da estaca	$\Sigma$ Qa (KN)	Q ruptura (KN)	Qa Adm (KN)	Qp Adm (KN)	QaAdm - 80% (KN)	QaAdm - 1,25*80% (KN)	Qp - 20% (KN)	Q adm (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,0	0,00	0,00	0
2	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	86,52	30,16	30,16	116,68	45	21,63	23,2	29,00	5,80	29
3	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	86,52	30,16	60,32	146,84	68	21,63	46,4	58,00	11,60	58
4	5	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	124,97	36,86	97,18	222,15	106	31,24	74,8	93,44	18,69	93
5	6	5,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,89	163,43	43,56	140,74	304,17	149	40,86	108,3	135,33	27,07	135
6	6	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	144,20	40,21	180,96	325,15	175	36,05	139,2	174,00	34,80	174
7	3	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	124,97	36,86	217,82	342,79	199	31,24	167,6	209,44	31,24	199
8	4	3,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,22	105,75	33,51	251,33	357,07	220	26,44	193,3	241,66	26,44	220
9	4	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	144,20	40,21	291,54	435,74	260	36,05	224,3	280,33	36,05	260
10	7	6,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	3,00	173,04	45,24	336,78	509,82	302	43,26	259,1	323,83	43,26	302
11	7	9,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,00	259,56	60,32	397,10	656,66	370	64,89	305,5	381,82	64,89	370
12	13	10,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,56	307,62	68,70	465,79	773,42	435	76,91	358,3	447,88	76,91	435
13	12	13,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,44	384,53	82,10	547,89	932,42	518	96,13	421,5	526,82	96,13	518
14	15	11,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,67	317,24	70,37	618,27	935,50	555	79,31	475,6	594,49	79,31	555
15	6	11,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,89	336,46	73,72	691,99	1028,45	616	84,12	532,3	665,37	84,12	616
16	14	12,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,11	355,69	77,07	769,06	1124,75	681	88,92	591,6	739,48	88,92	681
17	17	14,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,89	422,98	88,80	857,86	1280,85	766	105,75	659,9	824,87	105,75	766
18	13	15,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,22	451,82	93,83	951,69	1403,52	845	112,96	732,1	915,09	112,96	845
19	17	17,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,67	490,28	100,53	1052,22	1542,50	932	122,57	809,4	1011,75	122,57	932
20	21	20,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	7,78	586,41	117,29	1169,51	1755,92	1046	146,60	899,6	1124,53	146,60	1046
21	23	23,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	8,78	672,93	132,37	1301,88	1974,81	1170	168,23	1001,4	1251,80	168,23	1170
22	26	27,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	10,00	778,68	150,80	1452,67	2231,35	1312	194,67	1117,4	1396,80	194,67	1312
23	32	33,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	12,22	970,94	184,31	1636,98	2607,92	1502	242,74	1259,2	1574,02	242,74	1502
24	43	40,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	14,33	1153,59	216,14	1853,12	3006,71	1714	288,40	1425,5	1781,85	288,40	1714
25	45	44,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	15,67	1268,95	236,25	2089,37	3358,32	1924	317,24	1607,2	2009,01	317,24	1924

Fonte: Autor

Tabela 26: Capacidade de carga geotécnica para estacas de 70 cm.

ESTACA ESCAVADA - MÉTODO DE DECÓURT E QUARESMA																	
Diâmetro 0,7 m																	
Prof (m)	SPT	NP - Média dos valores do SPT	Solo	K (KPa) - Coeficiente ou fator característico, função tipo de solo	α - Fator de correção da estaca escavada	β - Fator de correção da estaca escavada	Qt (KN/m <sup>2</sup> ) - Adesão média ao longo do fuste	Qp (KN) - Carga resistida pela ponta	Qa (KN) - carga de rup. Resultante do atrito ao longo do fuste da estaca	ΣQa (KN)	Q ruptura (KN)	Qa Adm (KN)	Qp Adm (KN)	QaAdm - 80% (KN)	QaAdm - 1,25*80% (KN)	Qp - 20% (KN)	Q adm (KN)
1	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,0	0,00	0,00	0
2	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	117,76	35,19	35,19	152,95	57	29,44	27,1	33,83	6,77	34
3	2	3,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,00	117,76	35,19	70,37	188,13	84	29,44	54,1	67,67	13,53	68
4	5	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	170,10	43,00	113,38	283,48	130	42,53	87,2	109,02	21,80	109
5	6	5,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,89	222,44	50,82	164,20	386,64	182	55,61	126,3	157,89	31,58	158
6	6	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	196,27	46,91	211,12	407,39	211	49,07	162,4	203,00	40,60	203
7	3	4,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,44	170,10	43,00	254,12	424,22	238	42,53	195,5	244,35	42,53	238
8	4	3,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,22	143,93	39,10	293,22	437,15	262	35,98	225,6	281,94	35,98	262
9	4	5,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	2,67	196,27	46,91	340,13	536,40	311	49,07	261,6	327,05	49,07	311
10	7	6,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	3,00	235,53	52,78	392,91	628,43	361	58,88	302,2	377,80	58,88	361
11	7	9,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,00	353,29	70,37	463,28	816,57	445	88,32	356,4	445,46	88,32	445
12	13	10,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,56	418,71	80,15	543,43	962,14	523	104,68	418,0	522,52	104,50	523
13	12	13,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,44	523,39	95,78	639,21	1162,60	623	130,85	491,7	614,62	122,92	615
14	15	11,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,67	431,80	82,10	721,31	1153,11	663	107,95	554,9	693,57	107,95	663
15	6	11,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	4,89	457,97	86,01	807,32	1265,29	736	114,49	621,0	776,27	114,49	736
16	14	12,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,11	484,14	89,92	897,24	1381,37	811	121,03	690,2	862,73	121,03	811
17	17	14,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	5,89	575,73	103,60	1000,84	1576,57	914	143,93	769,9	962,35	143,93	914
18	13	15,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,22	614,98	109,47	1110,31	1725,29	1008	153,75	854,1	1067,60	153,75	1008
19	17	17,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	6,67	667,32	117,29	1227,59	1894,92	1111	166,83	944,3	1180,38	166,83	1111
20	21	20,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	7,78	798,17	136,83	1364,43	2162,60	1249	199,54	1049,6	1311,95	199,54	1249
21	23	23,3	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	8,78	915,93	154,43	1518,86	2434,79	1397	228,98	1168,4	1460,44	228,98	1397
22	26	27,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	10,00	1059,86	175,93	1694,78	2754,65	1569	264,97	1303,7	1629,60	264,97	1569
23	32	33,7	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	12,22	1321,56	215,02	1909,81	3231,37	1799	330,39	1469,1	1836,35	330,39	1799
24	43	40,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	14,33	1570,17	252,17	2161,97	3732,14	2056	392,54	1663,1	2078,82	392,54	2056
25	45	44,0	Argila Arenosa	120	0,85	0,80	15,67	1727,18	275,62	2437,60	4164,78	2307	431,80	1875,1	2343,84	431,80	2307

Fonte: Autor

#### 4.5. Estacas – Capacidade final e distribuição

Após a definição da capacidade de carga de cada camada pelos dois métodos escolhidos, pode-se proceder com o cálculo final da capacidade de carga, a ser utilizado na distribuição dos elementos, em função da profundidade e diâmetro.

Tabela 27: Capacidade final em função da profundidade e diâmetro.

Estaca Escavada				
Diâmetro 0,3 m			Profundidade 17 m	
Mét.	Capacidade Geotécnica (tf)	Capacidade Estrutural (tf)	Cap. Adotada (tf)	Média (tf)
<b>A.V.</b>	10,1	33,9	10,1	22,0
<b>D.Q.</b>	35,6	33,9	33,9	

Estaca Escavada				
Diâmetro 0,4 m			Profundidade 17 m	
Mét.	Capacidade Geotécnica (tf)	Capacidade Estrutural (tf)	Cap. Adotada (tf)	Média (tf)
<b>A.V.</b>	13,5	60,2	13,5	31,1
<b>D.Q.</b>	48,7	60,2	48,7	

Estaca Escavada				
Diâmetro 0,5 m			Profundidade 17 m	
Mét.	Capacidade Geotécnica (tf)	Capacidade Estrutural (tf)	Cap. Adotada (tf)	Média (tf)
<b>A.V.</b>	16,9	94,1	16,9	39,6
<b>D.Q.</b>	62,3	94,1	62,3	

Estaca Escavada				
Diâmetro 0,6 m			Profundidade 17 m	
Mét.	Capacidade Geotécnica (tf)	Capacidade Estrutural (tf)	Cap. Adotada (tf)	Média (tf)
<b>A.V.</b>	20,2	135,5	20,2	48,4
<b>D.Q.</b>	76,6	135,5	76,6	

Estaca Escavada				
Diâmetro 0,7 m			Profundidade 17 m	
Mét.	Capacidade Geotécnica (tf)	Capacidade Estrutural (tf)	Cap. Adotada (tf)	Média (tf)
<b>A.V.</b>	23,6	184,5	23,6	57,5
<b>D.Q.</b>	91,4	184,5	91,4	

Fonte: Autor

Onde a capacidade estrutural dar-se pela fórmula a seguir, de acordo com a NBR 6122/2010:

$\frac{0,85 \times F_{ck} \times (\pi \times D^2) / 4}{\gamma_F \times \gamma_C}$	<p>Equação 51</p>
---	-------------------

Com as capacidades finais, podemos distribuir as estacas de acordo com o carregamento de cada pilar somado ao seu peso próprio estimado.

A tabela apresentada a seguir mostra a distribuição por pilar, utilizando sempre o menor diâmetro possível.

*Tabela 28: Distribuição das estacas por pilar.*

Estaca Escavada									
PILAR	Solicitações			Dimensão do pilar		Diâmetro adotado (m)	Profundidade (m)	Capacidade Adotada (m)	Núm. De Estacas
	F	PP (tf)	Total	b (m)	a (m)				
P1	23,95	1,20	25,15	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	1
P2	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
P3	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
P4	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
P5	33,68	1,68	35,36	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	1
P6	44,21	2,21	46,42	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1
P7	59,06	5,91	64,97	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P8	45,98	2,30	48,28	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1
P9	42,96	2,15	45,11	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1
P10	28,83	1,44	30,27	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	1
P11	22,42	1,12	23,54	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	1
P12	47,49	2,37	49,86	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
P13	25,34	1,27	26,61	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	1
T14	52,60	5,26	57,86	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T15	52,60	5,26	57,86	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T16	52,60	5,26	57,86	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T17	61,30	6,13	67,43	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P18	48,90	2,45	51,35	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
P19	31,19	1,56	32,75	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	1
T20	54,17	5,42	59,59	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
P21	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
T22	68,97	6,90	75,87	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T23	54,17	5,42	59,59	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
P24	49,26	2,46	51,72	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
P25	29,50	1,48	30,98	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	1
P26	31,19	1,56	32,75	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	1
T27	54,17	5,42	59,59	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
P28	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
T29	68,97	6,90	75,87	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T30	54,17	5,42	59,59	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
P31	49,26	2,46	51,72	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
T32	63,94	6,39	70,33	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P33	32,72	1,64	34,36	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	1
T34	52,60	5,26	57,86	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T35	52,60	5,26	57,86	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T36	52,60	5,26	57,86	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T37	61,30	6,13	67,43	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T38	74,28	7,43	81,71	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	2

Fonte: Autor



Tabela 29: Continuação da distribuição de estacas por pilar.

P39	23,95	1,20	25,15	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	1
P40	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
P41	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
P42	20,29	1,01	21,30	0,30	0,40	0,30	17,00	22,00	1
P43	33,68	1,68	35,36	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	1
P44	46,21	2,31	48,52	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
P45	59,06	5,91	64,97	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P46	45,98	2,30	48,28	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1
P47	42,96	2,15	45,11	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1
P48	44,50	2,23	46,73	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1
P49	46,52	2,33	48,85	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
P50	36,31	1,82	38,13	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	1
P51	46,57	2,33	48,90	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
T52	63,37	6,34	69,71	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T53	54,82	5,48	60,30	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
P54	46,55	2,33	48,88	0,30	0,40	0,70	17,00	57,49	1
P55	59,06	5,91	64,97	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T56	69,07	6,91	75,98	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T57	69,07	6,91	75,98	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P58	59,00	5,90	64,90	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P59	59,06	5,91	64,97	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T60	69,07	6,91	75,98	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T61	69,07	6,91	75,98	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T62	59,00	5,90	64,90	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T63	56,75	5,68	62,43	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T64	54,21	5,42	59,63	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T65	54,21	5,42	59,63	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T66	56,75	5,68	62,43	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T67	54,21	5,42	59,63	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T68	54,21	5,42	59,63	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T69	59,06	5,91	64,97	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T70	59,06	5,91	64,97	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
T71	54,21	5,42	59,63	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T72	54,21	5,42	59,63	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T73	60,98	6,10	67,08	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P74	53,58	5,36	58,94	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
P75	53,58	5,36	58,94	0,30	0,40	0,40	17,00	31,09	2
T76	60,98	6,10	67,08	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P77	43,23	2,16	45,39	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1
P78	57,55	5,76	63,31	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P79	57,55	5,76	63,31	0,30	0,40	0,50	17,00	39,60	2
P80	43,23	2,16	45,39	0,30	0,40	0,60	17,00	48,40	1

Fonte: Autor

Resumindo as tabelas anteriores em função apenas do diâmetro, temos:

Tabela 30: Resumo das estacas em função do diâmetro.

Estacas Esvadas - Resumo		
Diâmetro	Qtd.	Prof.
0,30	8	17
0,40	44	17
0,50	54	17
0,60	10	17
0,70	8	17
Total	124	-

Fonte: Autor

#### 4.6. Blocos de coroamento – Aplicação do formulário

Após o dimensionamento das estacas, procedeu-se com o dimensionamento dos blocos de coroamento sobre duas estacas.

Como dito anteriormente, somente os blocos sobre dois elementos serão dimensionados neste estudo por dois principais motivos:

- A existência do bloco sobre um único elemento de fundação pode ser dispensada, segundo Rodrigues P. (2010);
- Trata-se de um estudo comparativo, logo, o não dimensionamento de blocos sobre uma estaca e sobre tubulão não gerariam em diferenças expressivas, pois estariam sendo excluídas dos dois métodos comparados.

##### 4.6.1. Blocos de coroamento sobre dois elementos

Será exposta o memorial de cálculo referente ao bloco sob o pilar P7, cuja carga total (F+PP) é igual a 64,97 tf, possuindo 30 cm de largura e 40 centímetros de comprimento. As duas estacas, nas quais o bloco será apoiado, possuem 50 centímetros de diâmetro.

- Geometria – L

$L \geq e + D + 2,15cm = L \geq 150 + 50 + 2,15cm = 230cm$
--

<i>Equação 52</i>
-------------------

- Geometria – B

$B \geq D + 2,15cm = B \geq 50 + 2,15cm = 70cm$
---

<i>Equação 53</i>
-------------------

Sendo:

$e = 3 \times D = 3 \times 50 = 150cm$
--

<i>Equação 54</i>
-------------------

- Geometria – Altura útil

$d_{min} = 0,5 \times \left( e - \frac{a}{2} \right) \leq d \leq d_{máx} = 0,71 \times \left( e - \frac{a}{2} \right)$	<i>Equação 55</i>
--	-------------------

$d_{min} = 0,5 \times \left( 150 - \frac{40}{2} \right) \leq d \leq d_{máx} = 0,71 \times \left( 150 - \frac{40}{2} \right)$	<i>Equação 56</i>
--	-------------------

Foi adotada uma altura útil (d) de 92 cm e total (h) de 102 cm.

- Verificação de compressão nas bielas:
- Força de compressão nas bielas:

$\text{sen}\theta = \frac{N_t}{R_{cc}} \therefore R_{cc} = \frac{N_t}{2 \times \text{sen}\theta} = \frac{649,7}{2 \times \text{sen}50^\circ} = 424,04 \text{ kN}$	<i>Equação 57</i>
---	-------------------

- Junto ao pilar:

$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_{pilar} \times \text{sen}^2\theta} \leq 0,9 \times F_{ck} = \frac{1,4 \times 649,7}{(40 \times 30) \times \text{sen}^2 50^\circ}$ $= 1,29 \leq 2,70 \rightarrow OK!$	<i>Equação 58</i>
---	-------------------

- Junto à estaca:

$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{2 \times A_{estaca} \times \text{sen}^2\theta} \leq 0,9 \times F_{ck} = \frac{1,4 \times 649,7}{(2 \times \pi 25^2) \times \text{sen}^2 50^\circ}$ $= 0,39 \leq 2,70 \rightarrow OK!$	<i>Equação 59</i>
--	-------------------

- Triângulo das forças:

$\text{tg}\theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a}{4}} = \frac{4 \times 92}{2 \times 150 - 40} = \text{tg}(1232) = \alpha = 50^\circ \rightarrow OK!$	<i>Equação 60</i>
---	-------------------

$R_{st} = \frac{N_t \times (2 \times e - a)}{8 \times d} = R_{st} = \frac{649,7 \times (2 \times 150 - 40)}{8 \times 92}$ $= 243 \text{ kN}$	Equação 61
--	------------

- Armadura principal (tração)

$A_s = \frac{\gamma_f \times \gamma_s \times R_{st}}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 1,15 \times 243}{\frac{50}{1,15}} = 9,01 \text{ cm}^2$	Equação 62
--	------------

- Armadura secundária

$A_{s,sup} = \frac{1}{5} \times A_{s,principal} = \frac{1}{5} \times 9,01 = 1,80 \text{ cm}^2$	Equação 63
--	------------

- Armadura complementar

$A_{s,H} = 0,10\% \times b \times h = 0,10\% \times 70 \times 102 = 7,16 \text{ cm}^2$	Equação 64
--	------------

- Estribos verticais

$A_{sw} = \rho_{sw,min} \times b = 0,1159 \times 70 = 8,11 \text{ cm}^2$	Equação 65
--	------------

Tabela 31:  $\rho_{sw,min}$  (%).

Aço	Concreto						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA – 25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA – 50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA – 60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Fonte: Rodrigues P. (2010)

Para a distribuição da armadura foi necessário o desenvolvimento de um método diferente do usual, este será explicado adiante.

Após a aplicação do formulário para todos os blocos obteve-se um total de 56,05 m<sup>3</sup> de concreto.

Já para a armadura, obteve-se um total de 1038,91 cm<sup>2</sup> transversais.

#### 4.7. Tubulões – Aplicação do formulário

Será apresentado o memorial de cálculo do tubulão sob o pilar P1, com dimensões de 30x40 cm, carregamento de 239 kN.

- Base:

$D = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 239}{\pi \times 400}} = 0,76 \therefore 80 \text{ cm}$	Equação 66
--	------------

Optou-se pelo diâmetro mínimo presente na tabela de Alonso (1983) de 150 cm, por questões de segurança, tanto para este tubulão quanto para os outros.

- Fuste:

$d = \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times \sigma_c}} = \sqrt{\frac{4 \times 239}{\pi \times 5690}} = 0,231 \therefore \text{mínimo } 70 \text{ cm}$	Equação 67
---	------------

$\sigma_c = \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_f \times \gamma_c}$	Equação 68
--	------------

- Altura:

$H = \frac{D - d}{2} \text{tg}60^\circ \therefore H = 0,866(D - d) = 0,866(150 - 70) \cong 70 \text{ cm}$	Equação 69
---	------------

- Volume da Base:

$V1 = \frac{\pi \times 0,50}{3} \times (0,75^2 + 0,35^2 + 0,75 \times 0,35) = 0,469m^3$	<i>Equação 70</i>
---	-------------------

$V2 = \pi \times 0,75^2 \times 0,20 = 0,353m^3$	<i>Equação 71</i>
---	-------------------

$V_{total} = 0,469 + 0,353 = 0,85m^3$	<i>Equação 72</i>
---------------------------------------	-------------------

- Volume de alargamento da base:

$V_{alarg.} = V_{total} - (\pi \times r^2 \times H) = 0,85 - (\pi \times 0,35^2 \times 0,70) = 0,58m^3$	<i>Equação 73</i>
---	-------------------

Após a aplicação do formulário nos setenta e nove tubulões restantes, obteve-se um volume total de aproximadamente 755 m<sup>3</sup>, sendo 708 m<sup>3</sup> para os fustes até a cota de arrasamento (23 metros) e 47 m<sup>3</sup> para o alargamento da base.

#### 4.7.1. Considerações sobre a capacidade de carga de tubulões

Visto que a cota de assentamento será sensibilizada, o N<sub>SPT</sub> irá variar conforme a cota, logo, a tensão admissível também. A tabela utilizada para estimar esta tensão não possui valores para todos os N<sub>SPT</sub> presentes na sondagem, apresentando apenas intervalos para estes. Como é possível ver a seguir:

*Tabela 32: Tensão admissível.*

Descrição (consistência)	N <sub>SPT</sub>	Provável tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )		
		L = 0,75m *	L = 1,5m *	L = 3,0m *
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 – 30	250 - 500	200 - 450	150 – 400
Rija	8 – 15	125 - 250	100 - 200	75 – 150
Média	4 - 8	75 - 125	50 - 100	25 – 75
Mole	2 - 4	25 -75	<50	-
Muito mole	< 2		a estudar	

\* Menor dimensão da fundação

Fonte: Schnaid (2000)

Para os  $N_{spt}$  menores que 30, foi necessário calcular a tensão individual. Foi utilizada regressão linear para tal com os valores da coluna de  $L=3,0m$ , visto que não sabe a menor dimensão da fundação ainda.

Para os  $N_{spt}$  entre 8 e 15, foi encontrada a fórmula:

$\sigma_{solo} = -10,7143 + 10,7143 \times N_{spt}$	<i>Equação 74</i>
---	-------------------

Para os  $N_{spt}$  entre 15 e 30, foi encontrada a fórmula:

$\sigma_{solo} = -100 + 16,66667 \times N_{spt}$	<i>Equação 75</i>
--	-------------------

Com as formulas apresentadas, montou-se a seguinte tabela:

*Tabela 33: Tensão admissível do solo em função do  $N_{spt}$  para tubulões.*

<b>Nspt (Golpes)</b>	<b>Tensão (kN/m<sup>2</sup>)</b>
30	400
29	383
28	366
27	350
26	333
25	316
24	300
23	283
22	266
21	250
20	233
19	216
18	200
17	183
16	166
15	150
14	139
13	128
12	117
11	107
10	96
9	85
8	75

Fonte: Schnaid (2000), adaptado

#### **4.8. Custo das fundações**

Concluído o dimensionamento das fundações, é possível verificar o custo de execução das duas soluções adotadas, estacas escavadas e tubulões à céu aberto. Para isso, foram utilizadas composições e preços do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e do software PLEO, sendo adaptadas, caso necessário.

Para as estacas escavadas, o custo se resume em: perfuração das estacas, concretagem e armadura de topo, além da mão de obra e equipamentos de cada serviço. As composições presentes no SINAPI foram adaptadas de modo a incluir armadura de topo e os diâmetros de estacas presentes no trabalho. Para este último, foi utilizada regressão linear simples.

Para os tubulões, o custo se resume em: perfuração, concretagem e armadura de topo, precificados da mesma forma das estacas, e escavação e concretagem da base alargada, além da mão de obra e equipamentos.

A composição de custos dos blocos de coroamento foi elaborada a partir da composição de sapata concreto armado completa, presente no software PLEO, sendo adaptada com valores atualizados e insumos utilizados no trabalho.

##### **4.8.1. Considerações sobre a precificação dos blocos de coroamento**

Para a sensibilização da cota de assentamento das fundações foi necessário o desenvolvimento de uma metodologia para a distribuição da armadura de cada bloco de coroamento e posterior precificação.

A metodologia usual consiste em, definida a área de aço, encontrar, iterativamente, uma combinação de número de barras e bitola que satisfaçam, de maneira aproximada, a área de aço calculada.

Ao usar a metodologia anteriormente citada, a construção da curva profundidade x custo seria inviabilizada, pois, encontrar a combinação mencionada para cada bloco de cada cenário, ou profundidade, levaria muito tempo.

A metodologia desenvolvida propõe utilizar apenas uma bitola, selecionada a partir de testes empíricos, para toda a armadura necessária, eliminando a necessidade de encontrar a combinação bitola e número de barras, visto que com a bitola definida, seria necessário apenas dividir a área de aço necessária e a área de aço da barra utilizada.



Após testes, a bitola selecionada foi a de 12,50 milímetros, gerando uma variação entre o método convencional e este desenvolvido de apenas 1%, apresentado nas tabelas a seguir:

- Método Convencional

*Tabela 34: Quantitativo da armadura – Método Convencional.*

<b>Quantitativo - Armadura do Bloco P7</b>			
<b>Tipo</b>	<b>Distrib.</b>	<b>Comp. Un.</b>	<b>Comp. Total</b>
As	8 Ø 12,5	3,95	31,57
As,sup	2 Ø 10	2,20	4,40
As,H	6 Ø 12,5	5,68	34,08
Asw	7 Ø 12,5	2,85	19,92
Total	-	-	90

Fonte: Autor

*Tabela 35: Preço Final da armadura – Método Convencional.*

<b>Preço Final - Armadura do Bloco P7</b>					
<b>Tipo</b>	<b>Comp. Total (m)</b>	<b>Peso / m</b>	<b>Qtd. (kg)</b>	<b>Preço Un.</b>	<b>Preço Total</b>
Ø 6,3		0,245	0	R\$ 11,34	R\$ 0,00
Ø 10	4	0,617	3	R\$ 8,67	R\$ 23,53
Ø 12,5	86	0,963	82	R\$ 7,12	R\$ 586,68
Ø 16		1,590	0	R\$ 5,51	R\$ 0,00
Ø 20		2,466	0	R\$ 4,91	R\$ 0,00
Total	-	-	85	-	R\$ 610,21

Fonte: Autor

- Método Desenvolvido

*Tabela 36: Preço final da armadura – Método Desenvolvido.*

<b>Preço Total - Armadura dos Blocos</b>							
<b>Tipo</b>	<b>Peso</b>	<b>Comp. Total (m)</b>	<b>Comp. Ponderado (m)</b>	<b>Peso / m</b>	<b>Qtd. (kg)</b>	<b>Preço Un.</b>	<b>Preço Total</b>
Ø 6,3	0,0%	90	0	0,245	0	R\$ 11,34	R\$ 0,00
Ø 10	0,0%	90	0	0,617	0	R\$ 8,67	R\$ 0,00
Ø 12,5	100,0%	90	90	0,963	87	R\$ 7,12	R\$ 616,85
Ø 16	0,0%	90	0	1,590	0	R\$ 5,51	R\$ 0,00
Ø 20	0,0%	90	0	2,466	0	R\$ 4,91	R\$ 0,00
Total	100,0%	-	90	-	87	-	R\$ 616,85

Fonte: Autor

As composições dos preços da armadura foram retiradas do SINAPI com valores referentes à Brasília-DF e data-base em dezembro/2016.

É importante notar que esta metodologia deve ser utilizada apenas para a viabilização da construção da curva profundidade x custo. Após a construção e escolha da cota de assentamento deve-se realizar a distribuição da armadura a partir do método convencional.

#### 4.8.2. Estacas com blocos de coroamento

As composições utilizadas (ANEXO) foram adaptadas de forma a conter a armadura de topo. Para os diâmetros não constantes no SINAPI, foi utilizado regressão linear, conforme tabela abaixo, onde, além do custo unitário do metro perfurado, também é apresentado o valor da interseção e do coeficiente X da fórmula gerada pela regressão.

*Tabela 37: Preço unitário final – Estacas.*

Preço unitário final - Estacas									
Diâmetro	até 9 m			de 9 até 15 m			acima de 15 m		
	Interseção	X	Preço	Interseção	X	Preço	Interseção	X	Preço
0,25	-25,49	2,25	34,04	-26,41	2,24	32,81	-26,04	2,22	32,81
0,30	-25,49	2,25	41,97	-26,41	2,24	40,67	-26,04	2,22	40,44
0,40	-25,49	2,25	58,67	-26,41	2,24	57,21	-26,04	2,22	56,55
0,50	-25,49	2,25	86,95	-26,41	2,24	85,38	-26,04	2,22	84,75
0,60	-25,49	2,25	111,92	-26,41	2,24	110,23	-26,04	2,22	109,50
0,70	-25,49	2,25	131,93	-26,41	2,24	130,10	-26,04	2,22	129,07

Fonte: Autor

Como preço total para as estacas, temos:

*Tabela 38: Preço total – Estacas.*

<b>Preço Total - Estacas</b>				
<b>Diâmetro</b>	<b>Qtd.</b>	<b>Prof.</b>	<b>Preço Un.</b>	<b>Preço Total</b>
0,30	8	17	R\$ 40,44	R\$ 5.499,23
0,40	44	17	R\$ 56,55	R\$ 42.299,40
0,50	54	17	R\$ 84,75	R\$ 77.802,11
0,60	10	17	R\$ 109,50	R\$ 18.615,00
0,70	8	17	R\$ 129,07	R\$ 17.553,24
<b>Total</b>	<b>124</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>R\$ 161.768,99</b>

Fonte: Autor

Para os blocos, conforme descrito anteriormente, foi elaborada uma composição (ANEXO) a partir de uma já existente presente no software PLEO. Já para as armaduras dos mesmos, foram utilizadas composições do SINAPI (ANEXO).

*Tabela 39: Preço total – Blocos sem armadura.*

<b>Preço Total - Blocos s/ armadura</b>		
<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Preço Un.</b>	<b>Preço Total</b>
56,05	R\$ 1.389,68	R\$ 77.890,59

Fonte: Autor

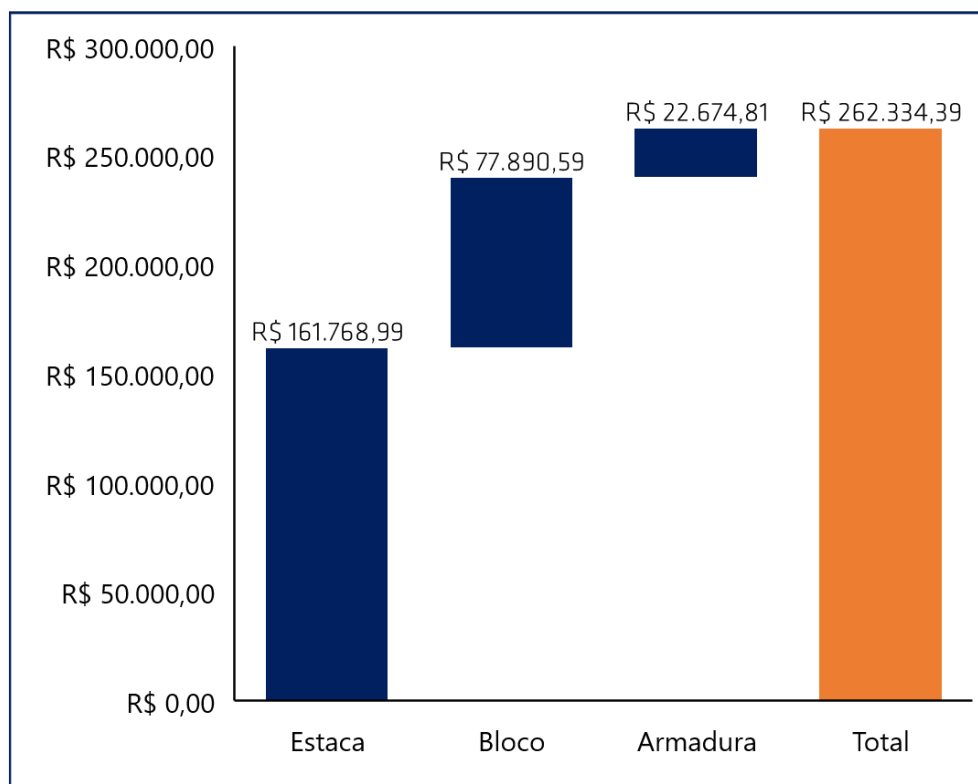
*Tabela 40: Preço total – Armadura dos blocos.*

<b>Preço Total - Armadura dos Blocos (Inclui Perdas)</b>							
<b>Tipo</b>	<b>Peso</b>	<b>Comp. Total (m)</b>	<b>Comp. Ponderado (m)</b>	<b>Peso / m</b>	<b>Qtd. (kg)</b>	<b>Preço Un.</b>	<b>Preço Total</b>
Ø 12,5	100,0%	3307	3307	0,963	3185	R\$ 7,12	R\$ 22.674,81

Fonte: Autor

Somando os três itens, temos o preço final de execução das estacas escavadas.

*Tabela 41: Preço final total das estacas escavadas.*



Fonte: Autor

#### **4.8.3. Tubulões**

Para a precificação dos tubulões, foram utilizadas as mesmas composições das estacas para o fuste, até a cota de arrasamento, e composições presentes no SINAPI para a escavação e concretagem do alargamento da base (ANEXO).

*Tabela 42: Preço total – Tubulão sem alargamento.*

<b>Preço Total - Tubulão s/ Alargamento da Base</b>				
<b>Diâmetro</b>	<b>Qtd.</b>	<b>Prof.</b>	<b>Preço Un.</b>	<b>Preço Total</b>
0,70	80	23	R\$ 129,07	R\$ 237.485,07

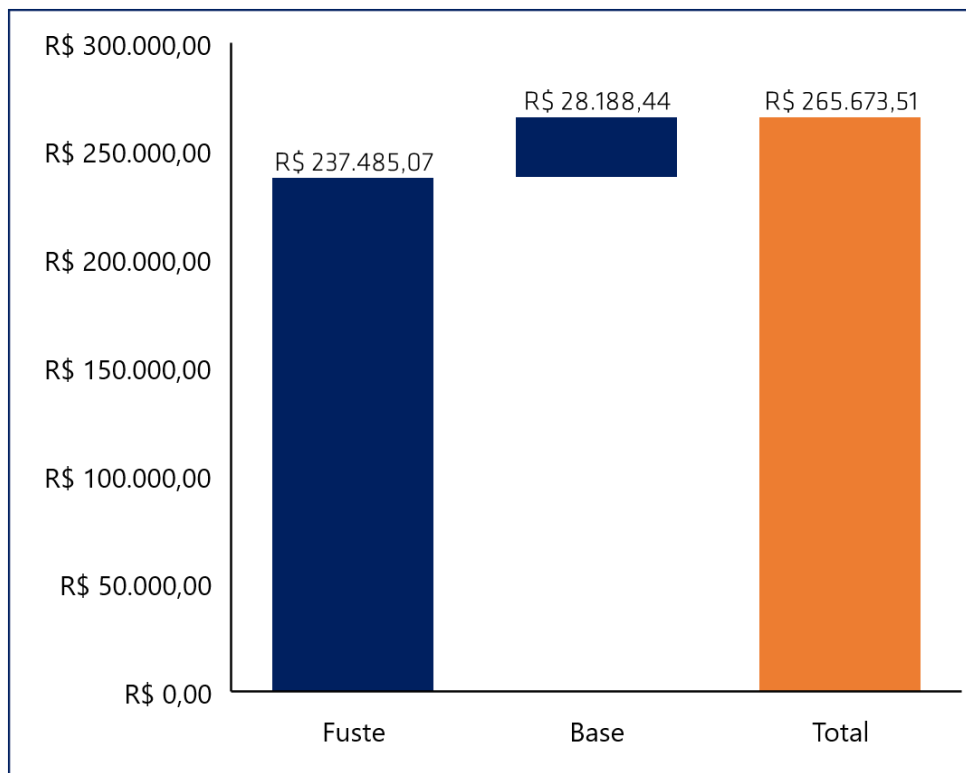
Fonte: Autor

Tabela 43: Preço total – Alargamento da base do tubulão.

Preço Total - Alargamento da Base			
Volume (m <sup>3</sup> )	Preço Un. (Escavação)	Preço Un. (Concreto)	Preço Total
46,58	R\$ 337,40	R\$ 267,75	R\$ 28.188,44

Fonte: Autor

Tabela 44: Preço final total – Tubulão à céu aberto.

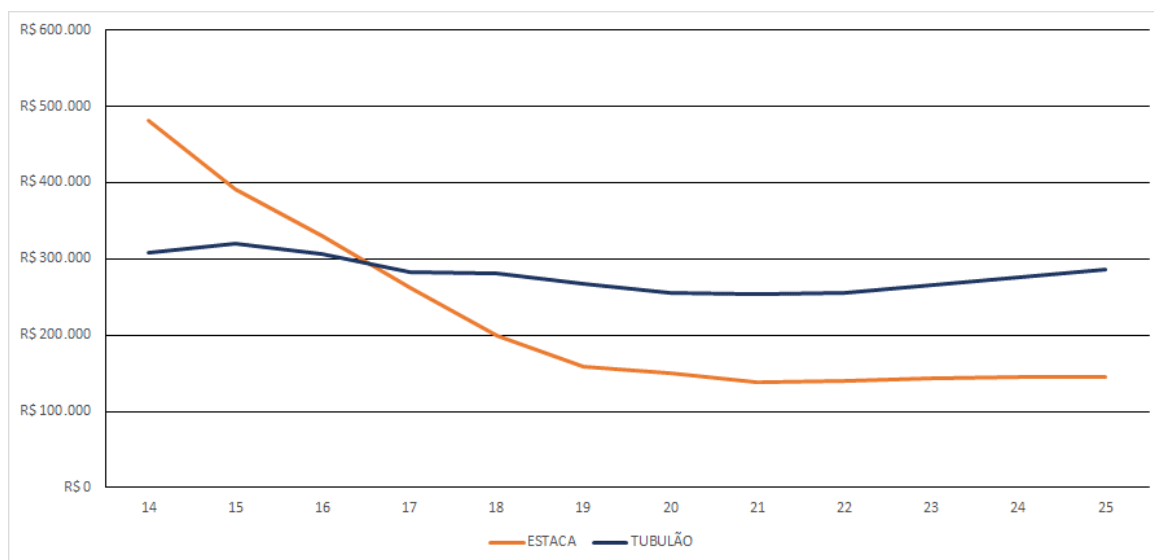


Fonte: Autor

#### 4.8.4. Construção da curva Custo x Profundidade

Verificado o custo total de execução das soluções de fundações nas cotas de assentamento escolhidas, é possível sensibilizar esta e calcular o custo de execução para cada profundidade, utilizando as metodologias apresentadas no estudo da mesma maneira. A curva é apresentada a seguir, possibilitando a escolha mais econômica possível da cota de assentamento.

Figura 16: Curva de Custo x Profundidade.



Fonte: Autor

Pontos importantes sobre a curva:

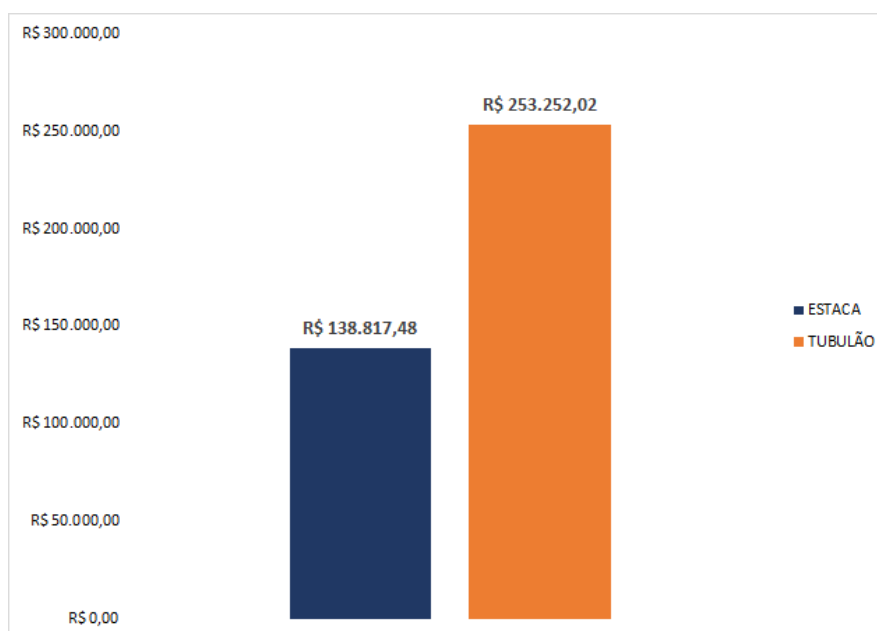
- O ponto onde as linhas se encontram é chamado de *break-even point*, ou ponto de equilíbrio, onde, em profundidades acima deste ponto, as estacas são mais econômicas, e em profundidades abaixo, o tubulão é mais econômico.
- O uso da curva viabiliza a escolha da cota de assentamento mais econômica possível, gerando economia considerável desta etapa da construção.
- A curva, por si só, leva em conta apenas aspectos financeiros, logo, deve-se unir os aspectos técnicos para a escolha da cota de assentamento utilizada.
- O fato de que as duas soluções de fundação terem seu custo de execução mais barato na mesma cota é mera coincidência. Isto pode variar de acordo com as premissas utilizadas.
- A alta variação do custo de execução das estacas deve-se ao fato de que não foram dimensionados blocos de coroamento sobre um elemento neste estudo.

#### 4.8.5. Escolha da cota de assentamento e custo final

Com a construção da curva apresentada anteriormente, pode-se prosseguir com a escolha da cota mais econômica, desde que obedecidos quesitos técnicos de segurança que devem levar em conta a homogeneidade de Nspt, entre outras coisas.

Foi escolhida a mesma cota de assentamento para ambas soluções, 21 metros, com os custos exatos a seguir:

Figura 17: Preço final com a cota de assentamento otimizada.



Fonte: Autor

Com as metodologias e premissas utilizadas no estudo, as estacas escavadas se mostraram 45% mais econômicas, possivelmente com um impacto significativo no custo total do empreendimento.

## 5. CONCLUSÃO

De acordo com resultados encontrados no estudo, fica evidente a importância da comparação entre diferentes soluções de metodologias executivas, não só para fundações, mas para todas as etapas de custo significativo do empreendimento.

Tais estudos, ou comparações, podem gerar economias de alto impacto no retorno para o acionista, podendo inviabilizar ou viabilizar o empreendimento.

Para o caso estudado, utilizando as premissas e metodologias apresentadas, o estudo permitiu visualizar a diferença de custos de execução das soluções escolhidas, possibilitando a escolha mais econômica sem depreciar a segurança.

É importante notar que a alta diferença de custos se deve ao fato de que o empreendimento conta com cargas baixas, favorecendo a utilização de estacas. Conforme o aumento destas cargas, a diferença se torna menor, podendo, até, ser menos vantajosa que o tubulão, sob uma ótica financeira.

Também é importante ressaltar que o estudo não leva em conta a produtividade de cada solução, esta, caso seja levada em consideração, pode levar a resultados mais precisos.

Logo, como sugestão de continuação deste estudo, indica-se correlacionar a produtividade das soluções escolhidas com seus respectivos custos de execução. Além disso, sugere-se, também, a avaliação de outras soluções, como hélice-contínua, estacas Strauss ou até mesmo fundações diretas em casos onde estas são tecnicamente viáveis.

A avaliação de outros métodos de dimensionamento e diâmetros, além do dimensionamento dos blocos de coroamento em elementos únicos também são recomendadas e elevariam, de forma significativa, a precisão deste estudo.

Por fim, afirma-se que estudos de caso como este são de grande valia, permitindo a comparação de resultados e possibilitando o aprofundamento no conhecimento das disciplinas presentes no escopo do estudo.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 14.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 201p., il. Inclui bibliografias.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. de A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. Buenos Aires: Huella Estudio Grafico, 1975. v. 1.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**: NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Sondagens de simples reconhecimento com SPT**: NBR 6484. Rio de Janeiro, 2001.
- BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado Eu Te Amo**. 4. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2011. 463p. v. 1.
- CINTRA, José Carlos A., AOKI, Nelson. **Fundações por estacas – projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010
- DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. **Análise e projeto de fundações profundas**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1978, v. 1.
- EMMER, R. **Implantação do campo experimental de engenharia geotécnica da UFSM**. 2004. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004. Disponível em:  
<[http://cascavel.cpd.ufsm.br/tede/tde\\_busca/arquivo.php?codArquivo=1214](http://cascavel.cpd.ufsm.br/tede/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=1214)>. Acesso em: 05 outubro 2016.
- JOPPERT JÚNIOR, Ivan de Oliveira. **Fundações e contenções de edifícios**. Pini, MONTEIRO, P. F. (1997) **Capacidade de carga de estaca – Método de Aoki-reconhecimento com SPT**: NBR 6484. Rio de Janeiro, 2001.
- SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de VARGAS, Milton. Associação Brasileira De Geologia De Engenharia e Ambiental. Evolução das Investigações geológicas: Os solos da cidade de São Paulo: Histórico de pesquisas**. São Paulo: Editora Paulo's, 2022. 152p.
- Vários autores. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Editora Pini, 1998. 751p.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996. v.1.

MONTEIRO, P. F. (1997) **Capacidade de carga de estaca** – Método de Aoki-Velloso, Relatório interno de estacas Franki Ltda., citado por Velloso e Lopes (2002).

## ANEXOS

### ANEXO A

Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm		Cota: 0,30 m				
			1° + 2°	2° + 3°	Gráfico		Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.				
					10	20	30	40	50	60	70
					Classificação da camada						
*NFE	①	3.00	2	2						Argila arenosa, vermelha, muito mole a mole.	
	②		4	4							
	③		6	8							
	④	7	10								
	⑤	6	7								
	⑥	8	10								
	⑦	7	7								
	⑧	6	6								
	⑨	6	5								
	⑩	7	7								
	⑪	10	12								
	⑫	16	16								
	⑬	14	15								
	⑭	14.00	21	28							
	⑮	25	24								
	⑯	28	32								
	⑰	22	23								
	⑱	18.00	39	48						Continua na Próxima Página	
Revestimento Ø Ext.: 3" Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm { Ø Ext.: = 50,8 mm Peso: 65 kg - Altura de Queda = 75 cm.				<input type="radio"/> NFO <input type="radio"/> NFE <input type="radio"/> ST	Amostra não recuperada N. d'água não foi obs. N. d'água não encontrado Sondagem à trado		<input type="radio"/> O/N <input type="radio"/> P/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + batente			

Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm ---- 1a.e 2a. Penetrações —— 2a.e 3a. Penetrações	Gráfico	Cota: 0,30 m		
			1° + 2°	2° + 3°			Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.		
			10	20	30	40	50	60	70
	(19)	25.45	39	48				Classificação da camada	
	(20)		31	32					
	(21)		36	40					
	(22)		41	48					
	(23)		42	48					
	(24)		51	57					
	(25)		42	49					
	(26)		49	59					
								LIMITE DE SONDAGEM	
Revestimento Ø Ext.: 3"					O NFO NFE ST	Amostra não recuperada N. d'água não foi obs. N. d'água não encontrado Sondagem à trado		O/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes
Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm Ø Ext.: = 50,8 mm						P/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + batente		
Peso: 65 kg - Altura de Queda = 75 cm.									

Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm							Cota: -0,05 m		
			1° + 2°	2° + 3°	Gráfico							Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.		
					10	20	30	40	50	60	70	Inicial: NFE em 07/01/14		
												Final: NFE em 09/01/14		
												<b>Classificação da camada</b>		
*NFE	①	4.00	2	2										Argila arenosa, vermelha, muito mole.
	②		2	2										
	③		2	2										
	④	12.00	3	5										Argila arenosa, vermelha, mole a consistência média.
	⑤		5	6										
	⑥		4	6										
	⑦		4	3										
	⑧		4	4										
	⑨		3	4										
	⑩		5	7										
	⑪	18.00	7	7										Argila arenosa, vermelha, consistência média a rija.
	⑫		11	13										
	⑬		13	12										
	⑭		14	15										
	⑮	18.00	7	6										Continua na Próxima Página
	⑯		14	14										
	⑰		15	17										
	⑱	18.00	12	13										

Revestimento Ø Ext.: 3"	Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm Ø Ext.: = 50,8 mm Peso:65 kg - Altura de Queda = 75 cm.	○	Amostra não recuperada	O/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes	
		NFO	N. d'água não foi obs.		P/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + batente
		NFE	N. d'água não encontrado			
		ST	Sondagem à trado			

Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm		Cota: -0,05 m					
			1° + 2°	2° + 3°	Gráfico		Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.					
					1a.e 2a. Penetrações	2a.e 3a. Penetrações	Inicial: NFE em 07/01/14					
					10	20	30	40	50	60	70	Final: NFE em 09/01/14
	(19)		12	13							Classificação da camada	
	(20)		15	17							Argila arenosa, vermelha, rija a dura.	
	(21)		19	21								
	(22)		21	23								
	(23)		22	26								
	(24)		28	32								
	(25)		38	43								
	(26)		40	45								
	(27)		42	48								
	(28)	27.00	45	51							Argila arenosa, variegada, dura.	
	(29)		49	55								
	(30)	29.30	61	36 15	LIMITE DE SONDAGEM							
Revestimento Ø Ext.: 3" Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm { Ø Ext.: = 50,8 mm Peso:65 kg - Altura de Queda = 75 cm.			○ NFO NFE ST	Amostra não recuperada N. d'água não foi obs. N. d'água não encontrado Sondagem à trado	O/N P/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + batente						

Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm							Cota: -0,25 m	
			1° + 2°	2° + 3°	Gráfico							Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.	
					10	20	30	40	50	60	70	Inicial: NFE em 07/01/14	
													Final: NFE em 09/01/14
													Classificação da camada
*NFE	①	5.00	2	2									Argila arenosa, vermelha, muito mole a mole.
	②		2	2									
	③		2	2									
	④		3	4									
	⑤	14.00	6	7									Argila arenosa, vermelha, consistência média a rija.
	⑥		7	8									
	⑦		7	7									
	⑧		8	8									
	⑨		9	8									
	⑩		9	10									
	⑪		8	8									
	⑫		12	13									
	⑬	18.00	15	14									Argila arenosa, vermelha, rija a dura.
	⑭		19	20									
	⑮		15	18									
	⑯		25	31									
	⑰		25	28									
	⑱		31	36									Continua na Próxima Página
Revestimento Ø Ext.: 3"													
Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm Ø Ext.: = 50,8 mm												O/N Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes	
Peso: 65 kg - Altura de Queda = 75 cm.												P/N Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + batente	
			<input type="radio"/> NFO <input type="radio"/> NFE <input type="radio"/> ST		Amostra não recuperada N. d'água não foi obs. N. d'água não encontrado Sondagem à trado								

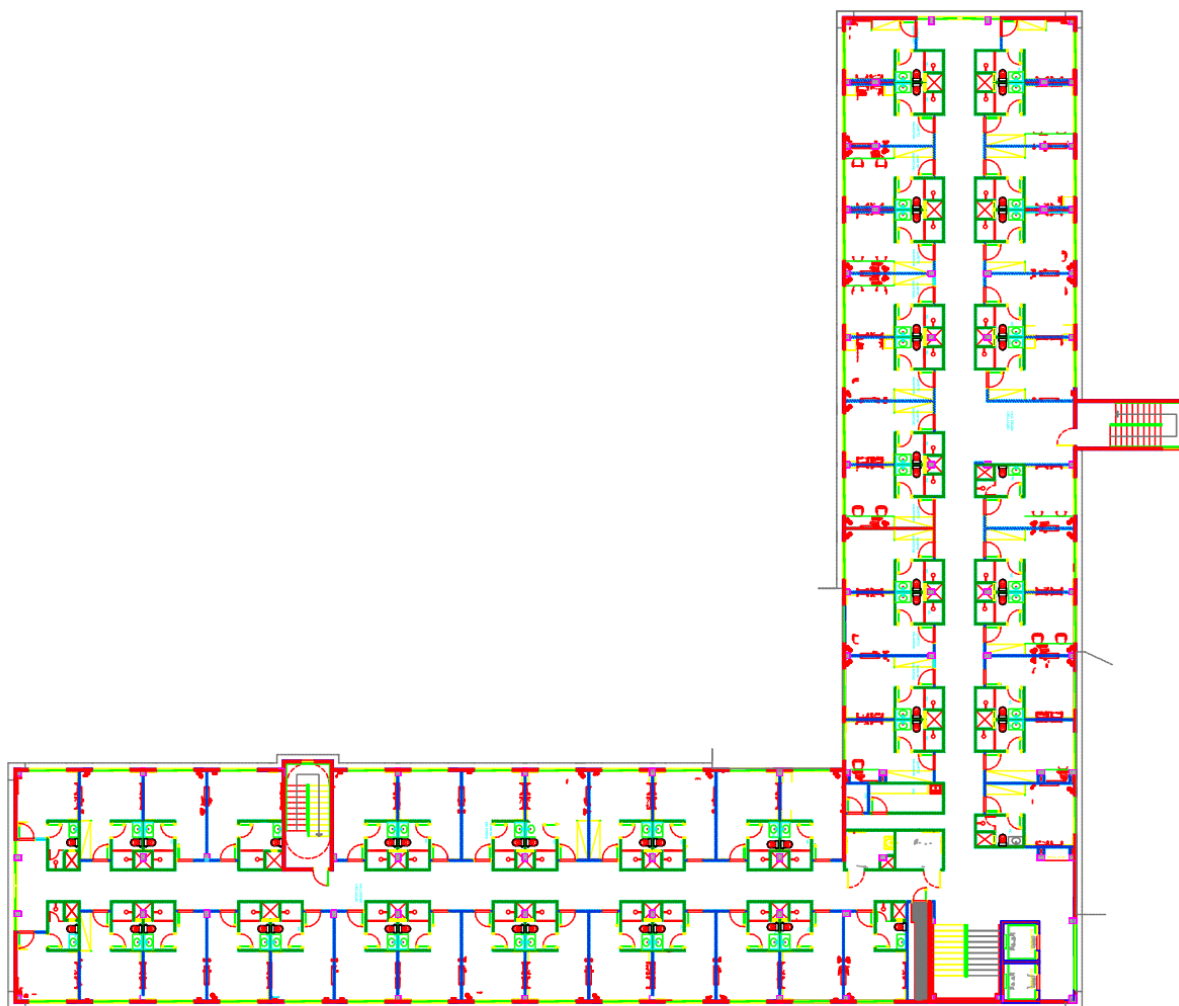
Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm						Cota: -0,25 m	
			1° + 2°	2° + 3°	Gráfico						Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.	
					10	20	30	40	50	60	70	Inicial: NFE em 07/01/14
											<b>Classificação da camada</b>	
	(19)		31	36								Argila arenosa, vermelha, dura.
	(20)		24	25								
	(21)		39	42								
	(22)		35	40								
	(23)		40	48								
	(24)		44	54								
	(25)		49	57								
	(26)	25.45	46	54								
Revestimento Ø Ext.: 3" Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm { Ø Ext.: = 50,8 mm Peso: 65 kg - Altura de Queda = 75 cm.			O NFO NFE ST	Amostra não recuperada N. d'água não foi obs. N. d'água não encontrado Sondagem à trado	O/N P/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastas Amostrador penetrou N cm sob peso das hastas + batente						



Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm							Cota: -0,55 m		
			1° + 2°	2° + 3°	Gráfico							Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.		
					10	20	30	40	50	60	70	Inicial: NFE em 10/01/14	Final: NFE em 13/01/14	
														<b>Classificação da camada</b>
*NFE	①		2	2										Argila arenosa, vermelha, muito mole a mole.
	②		2	2										
	③		2	3										
	④		3	3										
	⑤		2	2										
	⑥		3	4										
	⑦	7.00	5	6										Argila arenosa, vermelha, mole a consistência média.
	⑧		5	5										
	⑨		4	4										
	⑩		5	5										
	⑪		6	7										
	⑫		7	8										
	⑬	13.00	13	14										Argila arenosa, vermelha, rija.
	⑭		19	19										
	⑮		15	18										
	⑯		11	14										
	⑰		16	18										
	⑱	18.00	17	19										
<b>Continua na Próxima Página</b>														
Revestimento Ø Ext.: 3"					○		Amostra não recuperada							
Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm					NFO		N. d'água não foi obs.					O/N		Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes
Ø Ext.: = 50,8 mm					NFE		N. d'água não encontrado					P/N		Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + batente
Peso: 65 kg - Altura de Queda = 75 cm.					ST		Sondagem à trado							

Profundidade do nível d'água (m)	Amostra	Profundidade da Camada (m)	Número de Golpes		Penetração No. Golpes /30 cm		Cota: -0,55 m	
			1° + 2°	2° + 3°	Gráfico		Profundidade do nível d'água (m)/ Data Observ.	
					10	20	30	40
	(19)		17	19				
	(20)		18	19				
	(21)		14	12				
	(22)		28	32				Argila arenosa, vermelha, rija a dura.
	(23)		23	17				
	(24)		30	37				
	(25)	24.00	42	47				Areia siltosa, variegada, muito compacta.
	(26)		46	54				
	(27)	26.15	35 15	-				LIMITE DE SONDAGEM
Revestimento Ø Ext.: 3" Amostrador { Ø Int.: 34,9 mm { Ø Ext.: = 50,8 mm Peso: 65 kg - Altura de Queda = 75 cm.			○ NFO NFE ST	Amostra não recuperada N. d'água não foi obs. N. d'água não encontrado Sondagem à trado	O/N P/N	Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes Amostrador penetrou N cm sob peso das hastes + batente		





## ANEXO C

FUES	90877 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 25 CM DE DIÂMETRO, ATÉ 9 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	34,04
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHÃO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,0614	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1174	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,0374	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,0302	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,0614	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,0559	269,14
COMPOSICAO	92794	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10.0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	0,46	6,76

FUES	90878 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 25 CM DE DIÂMETRO, ACIMA DE 9 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	32,81
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,0614	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1035	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,0346	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,028	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,0614	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,0559	269,14
COMPOSICAO	92794	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10.0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	0,46	6,76

FUES	90883 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 40 CM DE DIÂMETRO, ATÉ 9 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	58,67
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,1571	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1443	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,0345	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,0279	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,1571	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,1431	269,14
COMPOSICAO	92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12.5 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	0,8	5,68

FUES	90884 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 40 CM DE DIÂMETRO, ACIMA DE 9 M ATÉ 15 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	57,21
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,1571	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1174	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,0316	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,0256	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,1571	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,1431	269,14
COMPOSICAO	92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12.5 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	0,8	5,68

FUES	90885 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 40 CM DE DIÂMETRO, ACIMA DE 15 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	56,55
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,1571	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1026	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,0304	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,0246	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,1571	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,1431	269,14
COMPOSICAO	92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12.5 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	0,8	5,68

FUES	90886 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 60 CM DE DIÂMETRO, ATÉ 9 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	111,92
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,3533	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,201	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,0406	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,0328	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,3533	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,3221	269,14
COMPOSICAO	92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12.5 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	1	5,68

FUES	90887 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 60 CM DE DIÂMETRO, ACIMA DE 9 M ATÉ 15 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	110,23
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,3533	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1504	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,038	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,0307	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,3533	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,3221	269,14
COMPOSICAO	92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12.5 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	1	5,68

FUES	90888 adaptado	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 60 CM DE DIÂMETRO, ACIMA DE 15 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	1	109,50
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,3533	1,57
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1269	14,11
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,0369	275,26
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,0299	121,42
COMPOSICAO	95292	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M3 EM RODOVIA COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO, DMT 200 A 400 M	M3	0,3533	2,83
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 130 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	0,3221	269,14
COMPOSICAO	92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12.5 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015	KG	1	5,68

N/A	N/A	Composição bloco de coroamento (s/ armadura)	M3	1	1389,68
INSUMO	N/A	PREGOS BITOLAS VARIADAS	KG	1	9,89
INSUMO	N/A	GUIA DE PINHO 3a. 2,5 X 15 CM - 1 X 6''	M	12,5	7,77
INSUMO	N/A	PONTALETE PINHO 3a 3 X 3''	M	5	11,05
INSUMO	4415	SARRAFO DE MADEIRA NÃO APARELHADA 2,5 X 5 CM, MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIÃO	M	7,5	2,56
COMPOSICAO	88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	6,5	19,26
COMPOSICAO	88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	12	19,37
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	42,5	14,11
COMPOSICAO	90596	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,65	1,89
INSUMO	34494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,05	237,82

FUES	92916	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES (DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS, EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO), UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6.3 MM - MONTAGEM. AF 12/2015	KG	1	11,3364
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0218	15,55
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,133	19,26
COMPOSICAO	92792	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6.3 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1	8,07
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	7,65
INSUMO	40215	ESPAÇADOR / DISTANCIADOR EM PLÁSTICO (COLETADO CAIXA)	UN	0,97	0,18

FUES	92917	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES (DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS, EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO), UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8.0 MM - MONTAGEM. AF 12/2015	KG	1	10,7194
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0162	15,55
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0993	19,26
COMPOSICAO	92793	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 8.0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1	8,23
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	7,65
INSUMO	40215	ESPAÇADOR / DISTANCIADOR EM PLÁSTICO (COLETADO CAIXA)	UN	0,743	0,18

<b>FUES</b>	<b>92919</b>	<b>ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES (DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS, EDIFICAÇÃO TERREA OU SOBRADO), UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10.0 MM - MONTAGEM. AF 12/2015</b>	<b>KG</b>	<b>1</b>	<b>8,66816</b>
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0121	15,55
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0743	19,26
COMPOSICAO	92794	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10.0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1	6,76
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	7,65
INSUMO	40215	ESPACADOR / DISTANCIADOR EM PLASTICO (COLETADO CAIXA)	UN	0,543	0,18
<b>FUES</b>	<b>92921</b>	<b>ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES (DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS, EDIFICAÇÃO TERREA OU SOBRADO), UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12.5 MM - MONTAGEM. AF 12/2015</b>	<b>KG</b>	<b>1</b>	<b>7,1196</b>
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0089	15,55
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0542	19,26
COMPOSICAO	92795	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12.5 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1	5,68
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	7,65
INSUMO	40215	ESPACADOR / DISTANCIADOR EM PLASTICO (COLETADO CAIXA)	UN	0,367	0,18
<b>FUES</b>	<b>92922</b>	<b>ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES (DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS, EDIFICAÇÃO TERREA OU SOBRADO), UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16.0 MM - MONTAGEM. AF 12/2015</b>	<b>KG</b>	<b>1</b>	<b>5,50955</b>
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,006	15,55
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0367	19,26
COMPOSICAO	92796	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 16.0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1	4,48
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	7,65
INSUMO	40215	ESPACADOR / DISTANCIADOR EM PLASTICO (COLETADO CAIXA)	UN	0,212	0,18
<b>FUES</b>	<b>92923</b>	<b>ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES (DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS, EDIFICAÇÃO TERREA OU SOBRADO), UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20.0 MM - MONTAGEM. AF 12/2015</b>	<b>KG</b>	<b>1</b>	<b>4,90988</b>
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,004	15,55
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0242	19,26
COMPOSICAO	92797	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 20.0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1	4,17
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	7,65
INSUMO	40215	ESPACADOR / DISTANCIADOR EM PLASTICO (COLETADO CAIXA)	UN	0,113	0,18
<b>FUES</b>	<b>92924</b>	<b>ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES (DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS, EDIFICAÇÃO TERREA OU SOBRADO), UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25.0 MM - MONTAGEM. AF 12/2015</b>	<b>KG</b>	<b>1</b>	<b>5,24987</b>
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0023	15,55
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0142	19,26
COMPOSICAO	92798	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 25.0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1	4,74
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	7,65
INSUMO	40215	ESPACADOR / DISTANCIADOR EM PLASTICO (COLETADO CAIXA)	UN	0,052	0,18
<b>FUES</b>	<b>79475</b>	<b>ESCAVACAO MANUAL CAMPO ABERTO P/TUBULAO - FUSTE E/OU BASE (PARA TODAS AS PROFUNDIDADES)</b>	<b>M3</b>	<b>1</b>	<b>337,4</b>
COMPOSICAO	88313	POCEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	10	19,63
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	10	14,11
<b>N/A</b>	<b>N/A</b>	<b>CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)</b>	<b>M3</b>	<b>1</b>	<b>267,75</b>
INSUMO	38404	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C20, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,05	255,00